

Universidade Nova de Lisboa  
Faculdade de Ciências e Tecnologia

Departamento de Ciências da Terra

***JET GROUTING* – CONTROLO DE QUALIDADE EM TERRENOS DO  
MIOCÉNICO DE LISBOA**

Por:

Daniel Filipe Neves Rodrigues  
(Licenciado em Engenharia Geológica)

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e  
Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para  
obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica  
(Geotecnia)

Orientadora: Prof. Doutora Ana Paula Fernandes da Silva

Monte Caparica, 2009

*Aos meus pais.*

## **Agradecimentos**

A realização desta dissertação foi o culminar de vários objectivos académicos traçados e só foi possível alcançá-los graças ao apoio e colaboração de diversas pessoas e entidades, a quem se expressa o sincero agradecimento:

- À Prof. Doutora Ana Paula da Silva, por toda a amizade e paciência demonstrada durante estes anos e por ter sido incansável na orientação desta dissertação, bem como pelo fornecimento de documentação, revisão e crítica deste trabalho;
- À empresa Sondagens Rodio Lda, na pessoa da Dr.<sup>a</sup> Elsa Custódio e do Eng.<sup>o</sup> Mário Andrade, pela disponibilidade demonstrada durante e após a obra acompanhada e pela transmissão de conhecimentos fundamentais no domínio da Geotecnia;
- Ao Metropolitano de Lisboa, pela autorização concedida para a utilização de referências e de dados do projecto e da obra;
- À empresa Tecnasol – FGE, na pessoa do Eng.<sup>o</sup> Carlos Barata, pela autorização concedida para a utilização de dados de projecto e da obra;
- Aos encarregados Adelino Ribeiro, Paulo Colaço e Damásio Ribeiro, que acompanharam todo o processo em obra e que transmitiram também conhecimentos fundamentais;
- Ao Prof. Doutor Pedro Lamas, pela amizade demonstrada pela a ajuda na realização dos ensaios de laboratório e pela sua disponibilidade durante o decorrer deste trabalho;
- Ao Centro de Estudos de Geologia e Geotecnia de Santo André (CEGSA), em particular ao seu director, Eng.<sup>o</sup> Alberto Silva, e ao experimentador, Sr. José Maria, pela disponibilidade e simpatia que demonstraram;

- Aos pais, por todo o amor, carinho, amizade e paciência demonstrada ao longo destes anos, bem como a educação e base de valores que me transmitiram, tornando-me na pessoa que sou hoje;
- Ao irmão por todo o amor, carinho e amizade demonstrada durante a minha vida;
- Aos padrinhos, avós, tios e primos, por todo o apoio, amor e amizade dada durante esta etapa;
- Aos amigos Sérgio, Pedro, Joana e Luís pela amizade, companheirismo, compreensão e disponibilidade total em todos os momentos...a vossa amizade é tudo!;
- Aos amigos e colegas, Pedro Antunes, Pedro Pereira, Catarina, Filipe, Ana Ribeiro, Ricardo Ramos, Telma, Nuno, Elisabete, Maria João, entre outros, por toda a amizade e companheirismo demonstrado durante estes anos académicos;

A todos o mais profundo e sentido obrigado.

## Resumo

As técnicas de melhoramento de terrenos têm vindo a ser desenvolvidas e aplicadas com maior frequência no âmbito da crescente realização de obras de engenharia em locais de fracas características geotécnicas. A presente dissertação versa sobre uma dessas técnicas, o *jet grouting*, e aborda os seus aspectos mais relevantes.

Neste contexto, efectua-se uma breve referência às aplicações mais frequentes da técnica, dos respectivos sistemas, das variáveis que a influenciam, bem como dos procedimentos executivos e equipamentos utilizados. Referem-se ainda as vantagens, desvantagens e condicionalismos do *jet*. É dado especial ênfase ao controlo de qualidade no contexto do processo executivo.

A dissertação prossegue com a apresentação de um caso de obra, descrevendo-se o acompanhamento dos trabalhos de controlo de qualidade da execução de colunas de *jet grouting*, em terrenos miocénicos, no Metropolitano de Lisboa, na construção de um trecho, em túnel, do prolongamento da Linha Vermelha, entre a estação do Oriente e o Aeroporto da Portela. Finalmente, resumam-se as principais conclusões e sugerem-se alguns trabalhos futuros de investigação nesta temática.

**Palavras-chave:** Obras geotécnicas; *jet grouting*; melhoramento de terrenos; controlo de qualidade.

## **Abstract**

Soil improvement techniques have been developed and applied more frequently due to the increasing execution of engineering works in places of poor geotechnical properties. This dissertation is about one of these techniques, jet grouting, and addresses its most relevant aspects.

In this context, a brief reference to the more frequent applications of the technology, their systems, the variables that influence it, as well as executive procedures and equipments used are presented. References are also made to the advantages, disadvantages and constraints of jet grouting. Special emphasis is given to quality control during the construction phase.

The dissertation continues with the introduction of a case study, describing the quality control monitoring works performed during the implementation of jet grouting columns in Miocene ground at the construction site of a tunnel section, included in the extension of the Red Line of the Lisbon subway, between the Orient railroad station and the Portela Airport. Finally, the main conclusions are summarized and some future research works on this subject are suggested.

**Key words:** Geotechnical works, jet grouting, ground improvement, quality control.

## Simbologia

$c'$	Coesão efectiva;
$E$	Módulo de deformabilidade;
$E'$	Módulo de deformabilidade drenado;
$E'_M$	Módulo pressiométrico drenado;
$E_s$	Módulo de deformabilidade secante;
$E_m$	Módulo de deformabilidade médio;
$e$	Índice de vazios;
$G$	Densidade das partículas sólidas;
$K$	Coefficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica;
$L$	Altura da lanterna;
$LL$	Limite de liquidez;
$LP$	Limite de plasticidade;
$m_v$	Coefficiente de compressibilidade volumétrica;
$n$	Porosidade;
$N_{SPT}$	Resultado do ensaio SPT;
$P_L$	Pressão limite (pressiómetro);
$w$	Teor em água;
$\gamma_t$	Peso volúmico total;
$\gamma_{t \text{ sat}}$	Peso volúmico saturado;
$\gamma_d$	Peso volúmico seco;
$\sigma'_c$	Tensão efectiva de compressão;
$\sigma_r$	Tensão de rotura em compressão uniaxial;
$\sigma'_v$	Tensão efectiva vertical;
$\Phi$	Ângulo de atrito interno;
$\Phi'$	Ângulo de atrito efectivo;
$\nu$	Coefficiente de Poisson.

## Abreviaturas

ACE	Agrupamento Complementar Empresarial;
a/c	Relação água/cimento;
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i> ;
PA	Poço de ataque;
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> – ensaio de penetração dinâmica normalizado;
CPT	<i>Cone Penetration Test</i> – ensaio de penetração estática;
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia / Universidade Nova de Lisboa;



## Índices

## Índice Geral

Dedicatória.....	ii
Agradecimentos.....	iii
Resumo.....	v
Abstract.....	vi
Simbologia e Abreviaturas.....	vii
Índices.....	ix
Índice Geral.....	x
Índice de Figuras.....	xii
Índices de Quadros.....	xv
<b>CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....</b>	<b>17</b>
1.1 – OBJECTIVO E TRABALHOS REALIZADOS.....	17
1.2 – INJECCÕES DE CALDAS.....	18
1.3 – DEFINIÇÃO E RELEVÂNCIA.....	20
1.4 – EVOLUÇÃO HISTÓRICA E EXEMPLOS DE APLICAÇÃO.....	23
1.5 – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	26
<b>CAPÍTULO 2 – JET GROUTING EM SOLOS.....</b>	<b>28</b>
2.1 – GENERALIDADES.....	28
2.2 – SISTEMAS DE JET.....	29
2.3 – VARIÁVEIS QUE INFLUENCIAM O MÉTODO.....	34
2.3.1 – Características geotécnicas do solo.....	35
2.3.2 – Parâmetros de execução do <i>jet</i> .....	38
2.3.3 – Geometrias.....	44
2.4 – DIMENSIONAMENTO PARA PROJECTO.....	46
2.5 – PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS.....	47
2.5.1 – Equipamentos.....	50
2.6 – CONTROLO DE QUALIDADE.....	52
2.7 – VANTAGENS, DESVANTAGENS E CONDICIONALISMOS.....	58
<b>CAPÍTULO 3 – CASO PRÁTICO DE OBRA.....</b>	<b>61</b>
3.1 – ENQUADRAMENTO.....	61
3.2 – LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA.....	63
3.3 – ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO.....	64
3.4 – ZONAMENTO GEOTÉCNICO.....	65
3.5 – ENSAIOS <i>IN SITU</i> .....	66
3.5.1 – Ensaios SPT.....	66

3.5.2 – Ensaaios com pressiómetro Ménard.....	66
3.5.3 – Ensaaios Lefranc.....	67
3.6 – ENSAIOS LABORATORIAIS.....	68
3.6.1 – Ensaaios de identificação.....	68
3.6.2 – Ensaaios de resistência ao corte.....	75
3.6.3 – Ensaaios edométricos.....	76
3.6.4 – Análises químicas de água.....	78
3.7 – SOLUÇÕES DE PROJECTO.....	78
3.7.1 – Materiais e equipamentos.....	79
3.7.2 – Procedimentos executivos.....	86
3.7.3 – Plano de observação .....	88
<b>CAPITULO 4 – CONTROLO DE QUALIDADE EM OBRA.....</b>	<b>95</b>
4.1 – ENQUADRAMENTO .....	95
4.2 – ENSAIO DE PARAMETRIZAÇÃO DE JET GROUTING – COLUNA DE ENSAIO INICIAL (C1).....	96
4.3 – COLUNA DE JET GROUTING <i>IN SITU</i> – ENSAIO DE EFECTIVIDADE (C2).....	97
4.3.1 – Equipamentos .....	98
4.3.2 – Procedimentos executivos.....	99
4.3.3 – Resultados obtidos.....	101
4.4 – CONCLUSÕES.....	115
<b>CAPÍTULO 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>119</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>123</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>131</b>
ANEXO I – TROÇO 96 – MOSCAVIDE, INTERFERÊNCIA 7 EXEQUIBILIDADE DAS COLUNAS DE JET-GROUTING	
ANEXO II – FOLHA DE REGISTOS DO LT3 (JEAN LUTZ) DA COLUNA C2	

## Índice de Figuras

Figura 1.1 – Faseamento do <i>jet grouting</i> (adaptado de Hayward Baker, 2004)....	20
Figura 1.2 – Aplicabilidade de <i>jet grouting</i> em solos <i>versus</i> outros tipos de injecções de calda (adaptado de poly.edu, 2008).....	21
Figura 1.3 – Exemplos de aplicações de <i>jet grouting</i> em obras geotécnicas.....	25
Figura 2.1 – Sistemas de <i>jet grouting</i> (adaptado de Layne GeoConstruction, s.d.).....	31
Figura 2.2 – Diâmetro das colunas de <i>jet</i> em função do tipo de solo (Croce, 2000).....	36
Figura 2.3 – Erodibilidade do material (adaptado de Abramson <i>et al.</i> , 1997).....	36
Figura 2.4 – Diâmetro das colunas de <i>jet</i> em função de $N_{SPT}$ (Croce, 2000).....	37
Figura 2.5 – Pormenor de injector de 3,0mm.....	41
Figura 2.6 – Geometrias dos elementos de <i>jet grouting</i> (adaptado de Abramson, 1997; Giuseppe e Como, 2008).....	45
Figura 2.7 – Disposição característica de colunas de <i>jet grouting</i> (Giuseppe e Giovanni, 2008): a) fiada de colunas secantes; b) fiadas múltiplas de colunas secantes; c) grupo de colunas secantes para reforço de fundações; d) elementos isolados para reforço dos solos.....	46
Figura 2.8 – Faseamento executivo (adaptado de Hayward Baker, 2004).....	49
Figura 2.9 – Esquema dos equipamentos de <i>jet grouting</i> (adaptado de Soilcrete Technology Co., 2008): 1- silo de cimento; 2- central misturadora; 3- bomba; 4- tubos; 5- máquina de furação e injeção; 6- varas de furação/injeção; 7- tratamento.....	50
Figura 2.10 – Silo de cimento na obra do Aerometro, em Lisboa.....	51
Figura 2.11 – <i>Jean Lutz</i> , modelo LT3 (Jean Lutz S.A., 2008).....	53
Figura 2.12 – Refluxo durante a injeção.....	56
Figura 2.13 – Resistência da mistura de solo-cimento ao longo do tempo (adaptado de Hayward Baker, 2004).....	57
Figura 2.14 – Tendências na relação custo/diâmetro de colunas de <i>jet grouting</i> (adaptado de Francisco, 2007).....	59
Figura 3.1 – Localização do trecho Gare do Oriente - Aeroporto da Portela na rede de Metropolitano de Lisboa, sem escala (ML, 2008).....	62
Figura 3.2 – Zona de intervenção da obra, rectângulo a vermelho, sem escala (Livemaps, 2008).....	63
Figura 3.3 – Localização da Interferência 7A, rectângulo a vermelho, sem escala (Google, 2008).....	64

Figura 3.4 – Caracterização geológica em planta do 96º Troço (ML/Ferconsult, s.d.), escala aproximada 1:3000.....	69
Figura 3.5 – Perfil geotécnico do 96º troço (ML/Ferconsult, s.d.), escalas aproximadas: H – 1:3000 e V – 1:1000.....	71
Figura 3.6 – Curvas granulométricas dos solos ensaiados (M.L., s.d.).....	74
Figura 3.7 – Planta de projecto de <i>jet</i> e disposição das colunas (ML/Ferconsult, s.d.), sem escala.....	83
Figura 3.8 – Silo de cimento.....	80
Figura 3.9 – Central misturadora.....	80
Figura 3.10 – Reservatório de calda.....	81
Figura 3.11 – Central de bombagem.....	81
Figura 3.12 – Pacchiosi 1500 vertical.....	82
Figura 3.13 – LT3.....	85
Figura 3.14 – Varas.....	85
Figura 3.15 – Trialeta.....	86
Figura 3.16 – Plano de furação adoptado (1 – furo primário, 2 – furo secundário, 3 – furo terceário).....	87
Figura 3.17 – Posicionamento da máquina.....	88
Figura 3.18 – Planta de localização dos instrumentos de monitorização: régua (P4 R1); marcas de nivelamento (P4 M1, P4 M2 e P4 M3); alvos topográficos (P4 A1 e P4 A2), (ML/Ferconsult, 2008), sem escala....	89
Figura 3.19 – Plantas da instrumentação utilizada, sem escala: a) alvos topográficos (P4 A1 e P4 A2); b) régua (P4 R1); c) marcas de nivelamento (P4 M1, P4 M2 e P4 M3), (ML/Ferconsult, 2008).....	91
Figura 3.20 – Registo de deslocamentos verificados no alvo A1 (ML/Ferconsult, 2008).....	92
Figura 3.21 – Registo de deslocamentos verificados no alvo A2 (ML/Ferconsult, 2008).....	92
Figura 3.22 – Registo de deslocamentos verificados na régua no pilar 4 do viaduto (ML/Ferconsult, 2008).....	93
Figura 3.23 – Registo de deslocamentos à superfície (ML/Ferconsult, 2008).....	93
Figura 3.24 – Registo de deslocamentos (ML/Ferconsult, 2008).....	94
Figura 4.1 – Esquema da localização da coluna teste C2 executada na Interferência 7A, sem escala.....	98

Figura 4.2 – Verificação da densidade da calda de cimento: utilização de uma balança Baroid.....	101
Figura 4.3 – a) Colheita de calda, com e sem colorante; b) Cubos de calda com e sem colorante.....	102
Figura 4.4 – Refluxo durante a injeção da coluna C2.....	103
Figura 4.5 – Levantamento geológico da frente no local da coluna C2.....	104
Figura 4.6 – Aspecto das litologias interessadas na zona da coluna C2.....	104
Figura 4.7 – Aspecto do diâmetro da coluna no calcário fossilífero: observar o estreitamento na região média do mesmo.....	105
Figura 4.8 – Aspecto do aumento de diâmetro da coluna na camada inferior de argilas cinzentas.....	106
Figura 4.9 – Coluna de <i>jet</i> no eixo do túnel.....	106
Figura 4.10 – Verificação do diâmetro da coluna.....	106
Figura 4.11 – Variação nos diâmetros da coluna de ensaio.....	107
Figura 4.12 – Curva tensão-deformação para o provete 1.....	110
Figura 4.13 – Curva tensão-deformação para o provete 2.....	111
Figura 4.14 – Curva tensão-deformação para o provete 3.....	111
Figura 4.15 – Curva tensão-deformação para o provete 4.....	112
Figura 4.16 – Curva tensão-deformação para o provete 5.....	112
Figura 4.17 – Provete 1 na prensa de ensaio.....	114
Figura 4.18 – Aspecto do provete 5.....	114
Figura 4.19 – Perfil longitudinal do troço 96, ( $H=1/1000 - V=1/250$ ).....	117

## Índice de Quadros

Quadro 1.1 – Síntese histórica da evolução do <i>jet grouting</i> .....	24
Quadro 1.2 – Alguns exemplos de obras onde se utilizou <i>jet grouting</i> .....	26
Quadro 2.1 – Gama de valores característicos dos parâmetros intrínsecos do diferentes sistemas de <i>jet grouting</i> (adaptado <i>jet grouting</i> , 2005).....	32
Quadro 2.2 – Resumo dos parâmetros técnicos para o sistema de <i>super jet midi</i> (Fang <i>et al.</i> , 2006).....	34
Quadro 2.3 – Variação dos diâmetros das colunas ( $\emptyset$ ) em função da granulometria do solo e do sistema de <i>jet</i> adoptado (Kaidussis & Gomez de Tejada, 2000).....	35
Quadro 2.4 – Consumos médios de cimento, variáveis segundo o tipo de solos e os objectivos (Kaidussis & Gomez de Tejada, 2000).....	43
Quadro 2.5 – Tipo de instrumentação utilizada em obras de <i>jet grouting</i> (adaptado de Carreto, 1999).....	55
Quadro 2.6 – Resistência de provetes de solos melhorados com <i>jet</i> à compressão uniaxial - $\sigma_R$ (adaptado de Kaidussis & Gomez de Tejada, <i>op. cit.</i> ).....	56
Quadro 3.1 – Resultados dos ensaios Ménard no troço 96 (M.L., s.d.).....	67
Quadro 3.2 – Resultados dos ensaios Lefranc (M.L., s.d.).....	68
Quadro 3.3 – Composição granulométrica e limites de consistência dos solos ensaiados (M.L., s.d.).....	73
Quadro 3.4 – Outras propriedades físicas dos solos ensaiados (M.L., s.d.).....	75
Quadro 3.5 – Resumo dos resultados de ensaios triaxiais consolidados não drenados, com medição de pressões intersticiais (M.L., s.d.).....	76
Quadro 3.6 – Resumo dos resultados dos ensaios edométricos (M.L., s.d.).....	77
Quadro 3.7 – Parâmetros adoptados e total de metros de <i>jet</i> executados.....	79
Quadro 4.1 – Parâmetros testados na execução dos ensaios de parametrização (Aerometro ACE, 2008).....	96
Quadro 4.2 – Módulos de deformabilidade e resistência à rotura das colunas A, B e C (Aerometro ACE, 2008).....	97
Quadro 4.3 – Parâmetros executivos utilizados na coluna C2.....	100
Quadro 4.4 – Consumos de cimento, água e calda estimados para a coluna C2.	100
Quadro 4.5 – Resistência à rotura dos cubos de calda de cimento da coluna C2.	103
Quadro 4.6 – Diâmetros registados durante a fase de escavação.....	107
Quadro 4.7 – Resultados dos ensaios SPT na sondagem S3.....	107

Quadro 4.8 – Características dos provetes ensaiados.....	109
Quadro 4.9 – Módulos de deformabilidade e resistência à rotura para os provetes ensaiados.....	114
Quadro 4.10 – Síntese dos módulos de deformabilidade determinados.....	114
Quadro 5.1 – Síntese dos resultados de ensaios de laboratório executados no CEGSA.....	121



## CAPITULO 1 – INTRODUÇÃO

### 1.1 – OBJECTIVO E TRABALHOS REALIZADOS

Esta dissertação, inserida no Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia), da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), tem como principal objectivo contribuir para o desenvolvimento do conhecimento sobre uma técnica de melhoramento de solos frequentemente utilizada em Portugal – o *jet grouting*.

O *jet grouting* consiste na injeção de caldas de cimento em solos, a pressões elevadas, com o objectivo de aumentar a respectiva capacidade resistente, bem como diminuir a sua deformabilidade e/ou permeabilidade. O método encontra-se em progressivo desenvolvimento devido à sua eficácia, rapidez de execução e resultados obtidos.

A dissertação, para além de conter uma contribuição para a actualização do estado de arte, onde se descrevem sinteticamente os sistemas de *jet*, seus parâmetros de execução, aplicações possíveis, controlo de qualidade, e historial, inclui ainda o resumo do acompanhamento de um caso prático em obra, mais concretamente, a execução de *jet grouting* num trecho em túnel do prolongamento da linha vermelha do Metropolitano de Lisboa, na ligação Estação do Oriente – Aeroporto da Portela.

O autor estagiou durante cerca de dois meses (25 de Setembro a 29 de Novembro de 2008) na empresa Sondagens Rodio Lda., período em que acompanhou aquela obra até à sua conclusão. Procedeu ainda, à execução de uma coluna teste de *jet* e recolha de provetes, para execução de ensaios de rotura em compressão uniaxial e determinação do módulo de deformabilidade em laboratório.

Aquelas actividades foram possíveis através da disponibilidade e colaboração da empresa Sondagens Rodio Lda., que proporcionou o estágio em obra e do

Centro de Estudos de Geologia e Geotecnia de Santo André (CEGSA), que emprestou a sua prensa mecânica com anel de 30kN onde se desenrolaram os ensaios de laboratório dos provetes de solo-cimento.

## 1.2– INJECCÕES DE CALDAS

Com a evolução dos tempos verificou-se a necessidade crescente de utilizar nas obras geotécnicas em solos, técnicas de melhoramentos devido, principalmente, ao aumento do nível de exigência, quer de factores de ordem técnica, quer da segurança pretendida na sua execução. Entre elas, incluem-se as injeções de caldas de cimento em solos, a baixa e elevada pressão. Estes métodos consistem na introdução, no terreno, daquelas caldas a pressão e caudal controlados, com o intuito de melhorar, fundamentalmente, as características resistentes, de deformabilidade ou de permeabilidade do solo tratado.

A calda de injeção deve ser introduzida a pressão controlada por razões económicas e de modo a cumprir os objectivos definidos em projecto, não provocando efeitos secundários indesejados/incontrolados, nomeadamente, empolamentos, assentamentos e/ou hidrofracturação, devendo manter as propriedades plásticas durante a aplicação. Assim, as injeções de calda de cimento têm sido utilizadas com o intuito de compactar/compensar e impermeabilizar os solos.

As injeções de caldas em solos devem cumprir pelo menos um dos seguintes objectivos:

- Uniformizar e diminuir a permeabilidade do maciço, dificultando a circulação de água;
- Melhorar a capacidade resistente;
- Melhorar as condições de estabilidade.

Segundo Falcão *et al.* (2004, adaptado) existem três tipos de injeções de caldas de baixa pressão, a saber:

- Permeação – visam o preenchimento dos espaços vazios existentes entre as partículas constituintes de terreno, conduzindo a uma diminuição do índice de vazios e a um incremento no nível de consolidação;
- Compensação – têm como objectivo compensar assentamentos ou compactar solos através de um aumento de volume. Incluem as seguintes técnicas:
  - Fracturação – pretende obter um acréscimo nas características resistentes do terreno; consiste na abertura de pequenas fissuras (hidrofracturação) que, ao serem preenchidas por calda de cimento, comprimem o terreno envolvente, gerando empolamentos;
  - Compactação – tem como objectivo reorganizar a estrutura do solo através da injeção de calda e, desse modo, compactá-lo diminuindo, assim, os espaços vazios e aumentando a sua resistência.

Uma das novas técnicas de injeção de terrenos é o *jet grouting*, que se distingue das anteriores por injectar a pressão elevada, utilizando ar comprimido ou água para ajudar a destruir a estrutura física do solo efectuando-se, em seguida, a injeção da calda de cimento que vai substituir/misturar-se com o solo (Croce e Flora, 2000). A introdução de ar comprimido ou água permite maior alcance do jacto, possibilitando, assim, tratar maior volume de solo em menos tempo. A principal solução aplicada nos últimos anos foi a execução de colunas de *jet*. A sua disseminação, tem permitido escavar grandes secções em solos problemáticos, sem parcialização excessiva na sua largura.

O *jet grouting* vem, assim, completar o leque já existente de técnicas de injeção e consegue, dessa forma, dar uma maior resposta às solicitações que exige a construção no século XXI.

### 1.3 – DEFINIÇÃO E RELEVÂNCIA

Como se referiu, o *jet grouting* é uma técnica que envolve a fractura e simultânea mistura, *in situ*, do solo com calda de cimento (Fig. 1.1), ou seja, consiste numa adição/substituição de solo com calda (Stella *et al.*, 1990).

A utilização desta técnica em obras geotécnicas é uma das melhores alternativas de projecto, em particular em obras no subsolo de áreas de grande ocupação urbana. O reforço de fundações de edifícios, a construção de novas estruturas e a necessidade da utilização do subsolo em terrenos de fracas características geotécnicas para desenvolvimento de infra-estruturas viárias, são apenas alguns exemplos de tipo de obras onde esta técnica pode e tem vindo a ser aplicada.

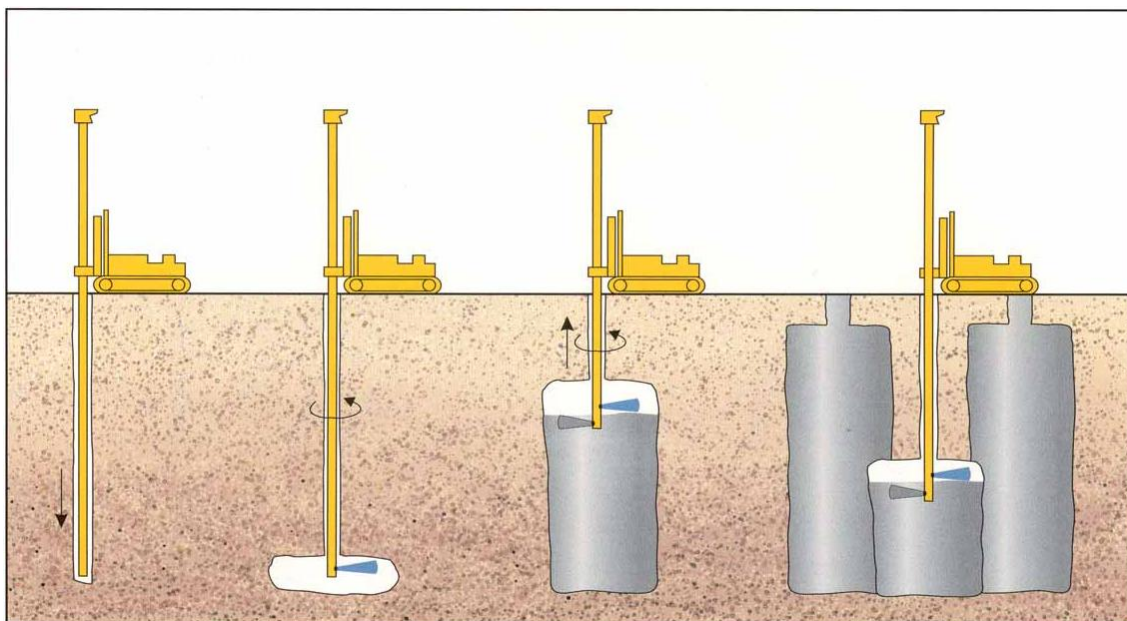


Figura 1.1 – Faseamento do *jet grouting* (adaptado de Hayward Baker, 2004).

Esta técnica é, normalmente, utilizada quer em solos incoerentes, quer nos coesivos (Fig. 1.2), tais como seixos, areias, siltes ou argilas (Hayward Baker, 2004). Por isso mesmo, tem sido considerada, a mais versátil de todos os sistemas de melhoramento de solos (Essler e Yoshida, 2004), permitindo tratar e reforçá-los, sendo importante distinguir estes dois conceitos. Quando se refere tratamento de solos, considera-se que é algo temporário, ou seja,

normalmente em funcionamento durante a fase de execução da obra, como por exemplo na contenção de escavações. O termo reforço significa que se trata de um melhoramento permanente, durante e pós a execução, como é exemplo do reforço de fundações.

O *jet grouting* resume-se à injeção de calda de cimento no terreno a grandes pressões e velocidades. A acção conjugada de pressão e da velocidade dos jactos de injeção fazem com que o solo, em profundidade, se desagregue, promovendo ainda a aglutinação entre a calda de cimento e o solo, formando, deste modo, um terreno com características melhores e mais “homogéneas”. Ao mesmo tempo, forma-se um refluxo de material que sai à boca do furo, sendo este uma mistura de solo com calda. A criação de corpos de *jet* (colunas ou painéis) é conseguida através da transformação da energia potencial de bombeamento da calda em energia cinética (Falcão *et al.*, 2000).

A Figura 1.2 compara o domínio de aplicação da técnica de *jet* com as de outras técnicas de injeção de caldas, em função da granulometria dos solos a interencionar. A sua análise indica que as injeções de caldas convencionais estão restritas à aplicação de solos muito grosseiros, devido à penetrabilidade das mesmas. As caldas químicas e injeções convencionais estão limitadas a solos grosseiros, seixos e areias, perdendo eficácia em solos mais finos, como os siltes e argilas.

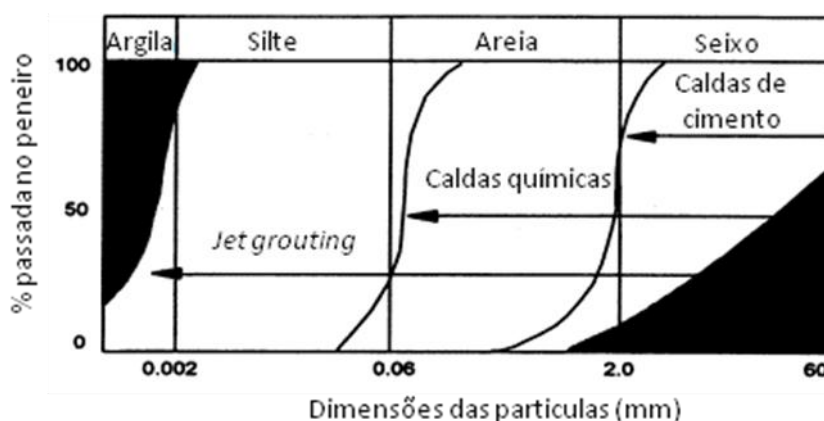


Figura 1.2 – Aplicabilidade de *jet grouting* em solos *versus* outros tipos de injeções de calda (adaptado de poly.edu, 2008).

O *jet* apresenta uma maior versatilidade ao possibilitar o ajuste dos parâmetros de tratamento à granulometria do solo a tratar, permitindo obter melhoramentos “homogêneos” (Botto, 2001). Para além disso melhora ainda as características de deformabilidade e de resistência de um solo, em função do terreno que serve de base à constituição do corpo de *jet* (Dinis da Gama e Reis e Sousa, 2008).

Deste modo, a técnica tem diversos domínios de aplicação em função dos problemas existentes e do objectivo definido em cada obra. Por exemplo, o melhoramento de solos em escavações através de *jet* é normalmente executado antes de se iniciar a escavação propriamente dita e antes de ocorrer qualquer tipo de deformação. Nestes casos o recurso à técnica tem, às vezes, mais que um objectivo, podendo ter a função de reforço/tratamento e/ou “impermeabilização”, no caso de obras realizadas abaixo do nível freático (Xanthakos *et al.*, 1994).

A sua utilização no reforço de fundações de estruturas tem vindo a ser introduzido com grande frequência, principalmente quando as condições de fundações tradicionais não são as adequadas.

O reforço de estruturas onde se usa *jet* é normalmente obtido pela construção de corpos de cimento (colunas ou painéis) sob a fundação da estrutura de modo a que as cargas sejam transmitidas em profundidade (Essler e Yoshida, 2004). O objectivo é o de aumentar a capacidade resistente do solo e, consequentemente, a tensão limite, quer deste, quer da estrutura. No entanto, deve-se ter em conta estruturas que poderão sofrer assentamentos, visto que a resistência dos corpos só é atingida na totalidade após alguns dias de cura da mistura solo-cimento.

O *jet* é também utilizado na estabilização de taludes com o objectivo de evitar deslocamentos de grandes massas de terras. O reforço dos taludes é feito através de ancoragens de *jet grouting*, que vão até à profundidade do estrato firme, para que possa ser possível dotar de maior sustentabilidade do talude

(Carreto, 1999). A ancoragem vai atravessar zonas de maior vulnerabilidade e instabilidade do terreno.

Podem também ser executadas cortinas “impermeabilizantes” de *jet grouting* em túneis, barragens e outras construções, com o objectivo de controlar o fluxo de água, permitindo o aumento da estanqueidade do solo.

#### 1.4 – EVOLUÇÃO HISTÓRICA E EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

A técnica de injeção a pressão elevada teve a sua primeira utilização nos Estados Unidos da América, na década de 60 (século XX), com a utilização de jactos de água para desagregação de materiais em minas de carvão. Posteriormente, a sua associação a injeção de caldas de cimento desenvolveu-se no Japão, na década seguinte e, desde então, com grande rapidez estendeu-se a todos os continentes, como se pode verificar no Quadro 1.1.

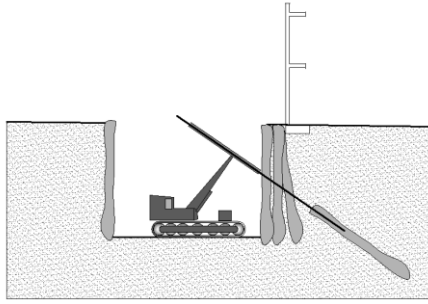
Hoje em dia esta técnica é utilizada em situações diversas que abrangem desde a execução de viadutos ou túneis, passando por reforço de fundações. Dada a sua gama opcional, pode ser utilizada em diversos tipos de obras (Fig. 1.3).

O Quadro 1.2 inclui, alguns exemplos de várias aplicações da técnica em Portugal, bem como o diâmetro do corpo de *jet* utilizado.

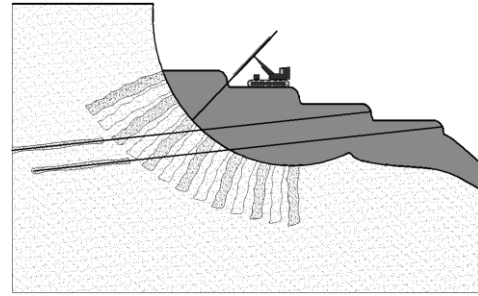
Quadro 1.1 – Síntese histórica da evolução do *jet grouting*.

Século XX	Acontecimento	Fonte
Anos 70	Desenvolvimento da técnica no Japão e implementação, por Nakanishi, de um método designado de <i>chemical churning pile</i> (CCP);	(Botto, 2001)
1973	Desenvolvimento do método CCP, que se passou a designar de <i>jumbo special pile</i> (JSP) e posteriormente surgiu o <i>jet grout pile</i> (JGP);	(Novatecna, 2008 b)
1975	Desenvolvimento de um novo método por um grupo de japoneses, designado de “Kajima” ou <i>Colum Jet Grouting</i> (CGC);	(Sousa, 2002)
1979	Utilização da técnica <i>jet grouting</i> na Venezuela, na construção do metro de Caracas;	(Novatecna, 2008 b)
1980	Implementação da técnica no Brasil, Argentina, Uruguai e EUA;	
Meados dos anos 80	Começou a ser utilizado em diversos países europeus, tais como França, Grã-Bretanha e Alemanha;	
1989	Primeira utilização de <i>jet</i> em Portugal na Ponte sobre o Rio Mondego, tratamento de fundação do pilar 3.	(Custódio, 2009)

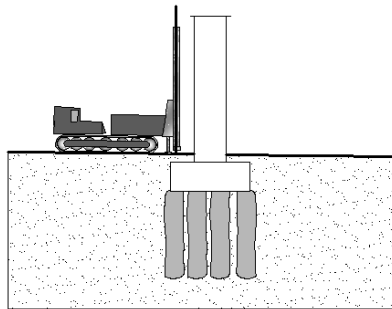




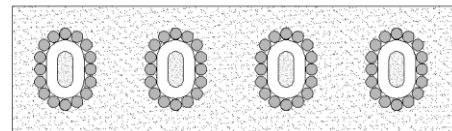
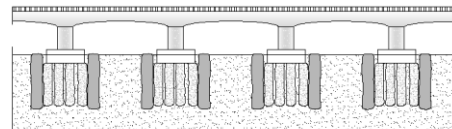
a) Reforço de escavações (adaptado de BilfingerBerger Foundations, 2008).



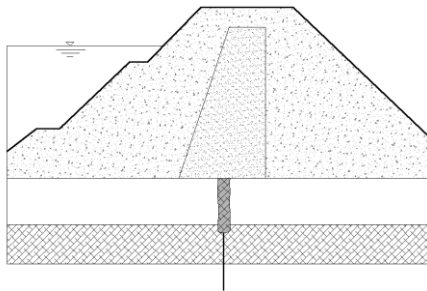
b) Estabilização de taludes (adaptado de Xanthakos *et al.*, 1994).



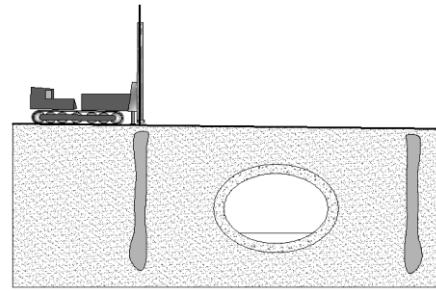
c) Reforço e melhoramento de fundações (adaptado de Carreto, 1999).



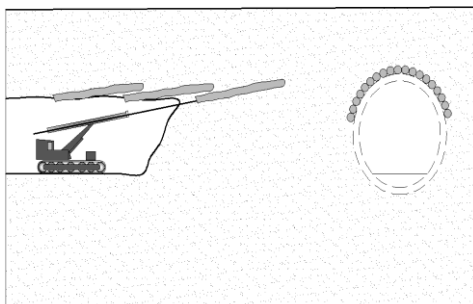
d) Reforço de pilares de pontes (adaptado de BilfingerBerger Foundations, 2008).



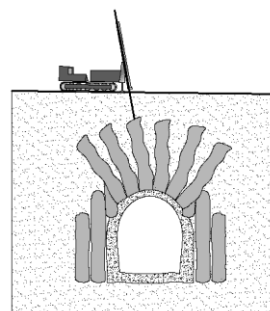
e) “Impermeabilização” de fundações de barragens ou aterros (adaptado de Croce e Modoni, 2007).



f) “Impermeabilização” de obras subterrâneas, (adaptado de BilfingerBerger Foundations, 2008).



g) Sub-horizontal no reforço de escavações de túneis (adaptado de BilfingerBerger Foundations, 2008).



h) Vertical e sub-vertical no reforço de túneis (adaptado de Xanthakos *et al.*, 1994).

Figura 1.3 – Exemplos de aplicações de *jet grouting* em obras geotécnicas.

Quadro 1.2 – Alguns exemplos de obras onde se utilizou *jet grouting*.

Objectivo	Exemplo de aplicação	Diâmetro das colunas	Fonte
Reforço de fundações	Viaduto sobre o Rio Mondego, Coimbra	1200mm	Pinto e Tomásio, 2008
	Viaduto sobre a Avenida Padre Cruz, Lisboa	1500mm	Pereira <i>et al.</i> , 2008
	Ponte de Santa Luzia, Madeira	500mm	Falcão <i>et al.</i> , 2000
	Viaduto urbano, Lisboa	1500mm	Pinto e Tomásio, 2008
Reforço de túnel	Prolongamento da Linha Amarela do Metro (ML), Campo Grande – Odivelas, Lisboa	1200mm	Melâneo, 2000
		350 - 500mm	Barata <i>et al.</i> , 2004
Contenção e impermeabilização	Parque de estacionamento, Viana do Castelo	1500 - 2000mm	Antunes <i>et al.</i> , 2006
Reforço de fundações e impermeabilização	Parque das Nações, Sana Torre Vasco da Gama Royal Hotel, Lisboa	1500 - 3000mm	Pinto <i>et al.</i> , 2008

## 1.5 – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos, da seguinte forma:

- Capítulo 1, que inclui uma breve referência ao objectivo do estudo, bem como uma síntese dos diversos tipos de injeções de caldas de cimento utilizadas no âmbito do melhoramento de solos. Aborda-se, ainda, a técnica de *jet grouting* e a sua evolução histórica.

- Capítulo 2, onde se apresenta uma actualização da temática da dissertação. Efectua-se uma descrição pormenorizada da técnica e suas características, nomeadamente: diferentes sistemas de *jet*, influência das características do solo, parâmetros de execução, dimensionamento, procedimentos executivos, equipamentos utilizados, controlo de qualidade, vantagens, desvantagens e condicionalismos do método.
- Capítulo 3, que contempla um caso prático de obra descrevendo as características gerais da mesma, a solução adoptada que incluiu a aplicação de *jet*, bem como todo o processo de execução e plano de observação utilizado.
- Capítulo 4, onde se inclui o controlo de qualidade realizado em obra, bem como os ensaios efectuados no âmbito do presente estudo, os seus resultados e as considerações geotécnicas decorrentes.
- Capítulo 5, que contempla as considerações finais e sugestões para futuras investigações no âmbito da temática abordada.

Finalmente encontram-se as referências bibliográficas consultadas para a execução desta dissertação e anexos que a complementam.

## 2 – JET GROUTING EM SOLOS

### 2.1 – GENERALIDADES

No presente capítulo apresenta-se uma caracterização genérica da técnica de *jet grouting*, bem como uma actualização do estado de arte.

Esta temática tem vindo a ser estudada por diversos autores nacionais, nomeadamente Carreto (1999), Kaidussis e Gomez de Tejada (2000), Matos (2003), Barata *et al.* (2004), Falcão *et al.* (2006), Candeias *et al.* (2007), Dinis da Gama e Reis e Sousa (2008), entre outros. A nível internacional o seu desenvolvimento é mais amplo e entre os autores que o têm abordado incluem-se Xanthakos *et al.* (1994), Kutzner (1996), Henn (1996), Croce e Flora (2000), Essler e Yoshida (2004), Giuseppe e Como (2008), entre outros.

No início deste século foi publicada uma norma europeia, EN 12716 (2001), que define as especificações para a execução desta técnica. Segundo ela, o seu objectivo é reforçar a massa de solo (*op. cit.*). A norma descreve, também, as informações a obter antes da execução do método, que contemplam:

- Descrição geotécnica detalhada do solo a melhorar;
- Condições hidrogeológicas – posição e variação do nível freático e condutividade hidráulica do meio;
- Avaliação das condições de estruturas e infra-estruturas próximas da intervenção, de eventuais restrições e acessos;
- Deformações admissíveis para o local de execução e obras adjacentes;
- Condicionalismos ambientais.

Neste capítulo são, ainda, caracterizados os diferentes sistemas de *jet grouting*, suas aplicações, variáveis que influenciam a dinâmica da técnica, como por exemplo, características do solo e parâmetros de execução e tipos de caldas, entre outros. São também abordados os procedimentos executivos,

equipamentos utilizados, vantagens e desvantagens associadas e, por fim, o controlo de qualidade.

## 2.2 – SISTEMAS DE JET

A evolução da técnica de *jet grouting* proporcionou, ao longo dos anos, o desenvolvimento de três tipos de sistemas diferentes, que são os seguintes:

- *Jet 1* ou simples;
- *Jet 2* ou duplo;
- *Jet 3* ou triplo.

Existe ainda um quarto sistema, que é conhecido por *super jet*. Este é utilizado num número menor de situações e apenas em casos particulares, como adiante se especifica.

Em geral os diversos sistemas de *jet grouting* (Fig. 2.1) proporcionam bons resultados geotécnicos, pelo que a selecção do mais apropriado é função das características do terreno, do objectivo da intervenção e das características físicas do solo a melhorar, do prazo de execução da obra e, também, dos custos associados.

Segundo Stella *et al.* (1990), geralmente são definidos os seguintes parâmetros para adaptar o sistema de *jet* às condições do solo existente:

- Pressão de injeção;
- Número e diâmetro dos injectores;
- Velocidade de rotação da vara e respectiva velocidade de subida;
- Quantidade e composição da calda de cimento, por unidade de volume de solo tratado.

O sistema de *jet* simples foi desenvolvido em 1970, por Nakanishi no Japão, o qual designou de *chemical churning pile* (CCP). Posteriormente e com a substituição dos produtos químicos por calda de cimento, o nome da técnica foi

alterado para *cement churning pile* e, actualmente, é conhecido por *jet* simples (Botto, 2001).

Este sistema é o mais básico de todos e caracteriza-se pela forma como a calda é injectada/bombeada no terreno a pressões elevadas, através da vara, saindo de pequenos bocais a uma velocidade de, aproximadamente, 200 m/s (*jet grouting*, 2005).

Neste sistema é a própria calda que, ao ser injectada, promove o corte e erosão entre as partículas e realiza, simultaneamente, a sua aglutinação. O principal objectivo é criar uma mistura solo-cimento “homogénea”, com características físicas, mecânicas e de permeabilidade adequadas ao tipo de construção a executar (Botto, *op. cit.*).

O *jet* simples pode realizar-se em solos coesivos com  $5 < N_{SPT} < 10$ , e em solos incoerentes com  $N_{SPT} < 20$  (Carreto, 1999). Em regra, é utilizado na consolidação de abóbadas de túneis, ancoragens e “impermeabilização” de solos (Hayward Baker, 2004).

O sistema de jacto duplo foi desenvolvido dois anos depois do anterior, também no Japão e por Nakanishi, que o denominou por *jumbo special pile* (JSP). Em meados dos anos setenta e por desenvolvimento deste surgiu o *jet grout pile* (JGP). Durante os anos oitenta, deu-se a junção das duas técnicas, obtendo-se aquela que é conhecida por *jet* duplo (Novotecn, 2008 b).

Este sistema inclui, para além do jacto de calda de cimento, um outro de ar comprimido ou água, permitindo um maior alcance no solo tratado. A haste de injeção é dividida em dois injectores distintos, por onde saem o ar comprimido ou água e a calda. A calda é envolvida pelo jacto de ar comprimido promovendo, assim, a destruição da estrutura do solo, e facilitando a sua aglutinação (Essler e Yoshida, 2004).

O *jet* duplo pode realizar-se em solos coesivos com  $N_{SPT} < 10$ , e em solos incoerentes com  $N_{SPT} < 50$  (Carreto, *op. cit.*). Em regra, é utilizado na

estabilização de solos, painéis “impermeabilizantes” e reforço de fundações (Hayward Baker, 2004).

O sistema de *jet* triplo foi desenvolvido no Japão, em 1975, por um grupo de japoneses, Yahiro, Yoshida e Nishi, e foi inicialmente denominado de “Kajima” ou *colum jet grouting* (CGC). Este sistema é o mais complexo, recorrendo a jactos de água, ar e calda. O jacto de água tem a função de desagregar o solo, coincidindo o bocal de saída com o de ar (Sousa, 2002). O jacto de ar envolve o de água, possibilitando assim maior penetração da calda injectada (Kaidussis e Gomez de Tejada, 2000). Este tem também o objectivo de provocar a emulsão da mistura água-solo desagregado, facilitando a saída daquela para o exterior. O jacto de calda é aplicado por um injector diferente dos anteriores e localizado sob eles (Fig. 2.1).

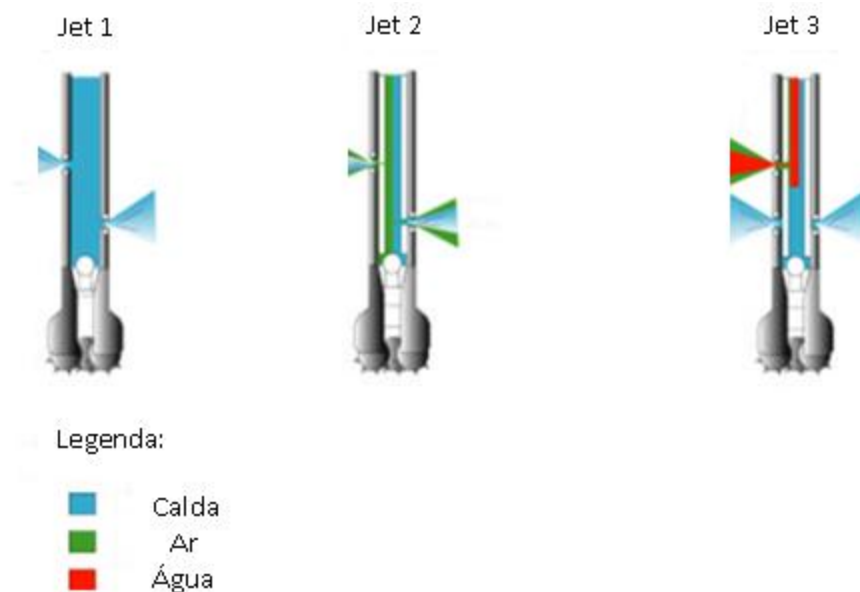


Figura 2.1 – Sistemas de *jet grouting* (adaptado de Layne GeoConstruction, s.d.).

O *jet* triplo pode realizar-se em solos coesivos com  $N_{SPT} < 15$  e em solos incoerentes com  $N_{SPT} < 50$  (Carreto, 1999). Em regra, é utilizado no reforço de escavações/fundações, estabilização de solos e na diminuição da permeabilidade dos terrenos (Hayward Baker, 2004).

O Quadro 2.1 sintetiza a gama de valores característicos para os diferentes parâmetros utilizados em cada um dos sistemas anteriormente descritos.

Quadro 2.1 – Gama de valores característicos dos parâmetros intrínsecos dos diferentes sistemas de *jet grouting* (adaptado *jet grouting*, 2005).

Parâmetro		Sistemas de <i>jet</i>					
		Simples		Duplo		Triplo	
		Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx
Pressão de injeção da calda (MPa)		20	60	30	60	3	7
Fluxo de calda (l/min)		40	120	70	150	70	150
Pressão de injeção de ar (MPa)		-	-	0.6	1.2	0.6	1.2
Fluxo de ar (l/min)		-	-	2000	6000	2000	6000
Pressão de injeção de água (MPa)		-	-	-	-	20	50
Fluxo de água (l/min)		-	-	-	-	70	150
Diâmetro do bocal	injeção de calda (mm)	1.5	3	1.5	3	4	8
	injeção de ar (mm)	-	-	1	2	1	2
	injeção de água (mm)	-	-	-	-	1.5	3
Velocidade de rotação (rpm)		10	25	5	10	5	10
Velocidade de subida (cm/min)		10	50	7	30	5	30

Min. – mínimo; Máx. – máximo.

Posteriormente aos sistemas apresentados foi, ainda, desenvolvido no Japão, na década de noventa, o sistema jumbo/super jet (Warner, 2004). Este é um desenvolvimento do *jet* duplo, uma vez que contém, também, dois injectores, um para o ar ou água e outro para a injeção de calda, diferindo apenas em alguns dos parâmetros de execução adoptados. A calda de cimento é injectada com grande energia, provocando a mistura desta com solo num maior volume (Hayward Baker, 2004).

As grandes diferenças deste sistema são as seguintes (Warner, *op. cit.*):

- Pressão de injeção da calda – 20 a 30 MPa;
- Caudal injectado – 500 a 600 l/min.;
- Velocidade de rotação da vara – 2.5 a 5 rpm.



Outro factor de grande relevância é o diâmetro das colunas, que oscilam entre 4 e 6 m (Hayward Baker, *op. cit.*). Este sistema é, também, considerado o de maior produção e o mais eficaz para estabilizar grandes massas de solo (*ib.*).

Tal como os outros sistemas, este possui também ampla aplicabilidade e é utilizado com maior frequência na estabilização de solos à liquefacção, em painéis “impermeabilizantes” no controlo de águas subterrâneas e na estabilização de solos em túneis (*ib.*).

Os vários sistemas de *jet* podem atingir diferentes metros de profundidade num melhoramento. O *jet* simples pode atingir 20m, o *jet* duplo 25m, o *jet* triplo 40m e o sistema de *super jet* 30m de profundidade.

Mais recentemente, em 2003, em Taiwan, surgiu o *super jet midi*. Este é outro desenvolvimento do sistema de jacto duplo e distingue-se deste, fundamentalmente, por construir colunas de ainda maior diâmetro, em regra entre os 2,4m e os 3,5m (Fang *et al.*, 2006). Todo o procedimento é semelhante ao do jacto duplo, o que diferem, também, são os parâmetros técnicos adoptados (Quadro 2.2). A vara de furação avança no solo até à profundidade pretendida e, em seguida, a calda de cimento é injectada, horizontalmente, a pressão elevada, provocando a mistura de solo-cimento num maior diâmetro/volume de solo. A haste é, também, retirada a uma velocidade de rotação constante, mas inferior à da de *jet 2* (*ib.*).

Comparando estes parâmetros (Quadro 2.2) com os de jacto duplo (Quadro 2.1), identificam-se os motivos pelas quais os resultados obtidos são diferentes, nomeadamente:

- Pressão de injeção de calda mais elevada no *super jet midi* (29,4 MPa) do que no *jet 2* (19,6 MPa);
- Diâmetro dos injectores maiores no *super jet midi* (5 mm) do que no *jet 2* (2,3 mm);
- Volume injectado de calda por minuto superior no *super jet midi* (400l/min.) do que no *jet 2* (150 l/min.).

Quadro 2.2 – Resumo dos parâmetros técnicos para o sistema de *super jet midi* (Fang *et al.*, 2006).

Parâmetros	
Pressão de injeção de calda (MPa)	29.4
Pressão de injeção de ar (MPa)	0.69 – 1.03
Caudal de calda (l/min)	400
Diâmetros dos bocais de injeção de calda e de ar (mm)	5.0
Velocidade de rotação (rpm)	2 - 5

O *super jet midi* é uma técnica que também é aplicável numa vasta gama de solos, desde seixos a argilas. Pode realizar-se em solos coesivos, com  $5 < N_{SPT} < 7$ , e em solos incoerentes, com  $N_{SPT} < 50$  (Fang *et al.*, 2006).

Este método é utilizado por ter como principais vantagens a construção de colunas de grande diâmetro, uma vez que a sua execução reduz a quantidade de colunas necessárias, tornando a obra economicamente mais rentável.

As suas limitações relacionam-se, principalmente, com a área de construção, visto que a sua utilização só se torna rentável para áreas de, pelo menos,  $180 \text{ m}^2$  (*ib.*).

### 2.3 – VARIÁVEIS QUE INFLUENCIAM O MÉTODO

Há vários aspectos que influenciam, directamente, a execução e os resultados do melhoramento de terrenos por *jet grouting*, nomeadamente as características geotécnicas do solo a tratar, os parâmetros de execução adoptados e o tipo de calda. Detalham-se, em seguida, estes temas.

### 2.3.1 – Características geotécnicas do solo

A análise geotécnica do terreno a melhorar é fundamental para aferir as condições do subsolo e, através delas, definir o sistema de *jet* mais adequado ao tipo de solo (Botto, 2001). As características mais relevantes a considerar no projecto são a granulometria, densidade, teor em água, coesão e ângulo de atrito do solo, já que é através delas que, para além de seleccionar o sistema de *jet*, se define o procedimento executivo mais adequado. Aqueles parâmetros definem-se através de ensaios de laboratório (amostras indeformadas e deformadas) e de campo.

Os ensaios realizados em laboratório são essencialmente de granulometria e limites de consistência. A granulometria e limites de consistência do material têm, como se verificará em seguida, relevância na escolha do sistema de *jet* a utilizar.

A granulometria tem influência na eficácia do *jet*, uma vez que, o tamanho dos grãos e o tipo de solo (Quadro 2.3), permitem seleccionar o sistema mais adequado a aplicar. Na Figura 2.2 verifica-se que o diâmetro das colunas vai diminuindo à medida que a granulometria do solo também diminui, ou seja, tem-se colunas com diâmetros menores quando existe maior percentagem de finos – argilas e siltes e, inversamente, maiores em terrenos mais grosseiros – areias e seixos, visto que a sua coesão é quase nula.

Quadro 2.3 – Variação dos diâmetros das colunas ( $\emptyset$ ) em função da granulometria do solo e do sistema de *jet* adoptado (Kaidussis & Gomez de Tejada, 2000).

Tipos de solos	Jet 1	Jet 2	Jet 3
Areias	$\emptyset$ 500 a 850 mm	$\emptyset$ 800 a 1100 mm	$\emptyset$ 1200 a 2000 mm
Siltes	$\emptyset$ 450 a 550 mm	$\emptyset$ 750 a 1000 mm	$\emptyset$ 1150 a 1900 mm
Argilas	$\emptyset$ 350 a 400 mm	$\emptyset$ 700 a 900 mm	$\emptyset$ 1050 a 1600 mm

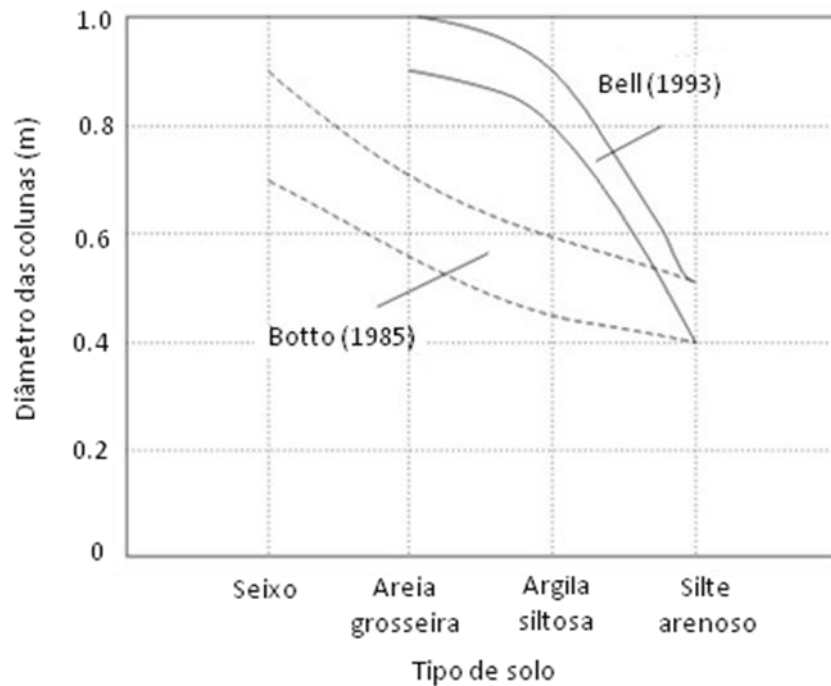


Figura 2.2 – Diâmetro das colunas de *jet* em função do tipo de solo (Croce, 2000).

A qualidade das estruturas de *jet grouting* está dependente da erodibilidade do solo, ou seja, da sua coesão e atrito. Assim e como se pode analisar na Figura 2.3, os materiais mais facilmente erodíveis quando sujeitos a meio turbulento são seixos e areias, que são também os que têm coesão quase nula.

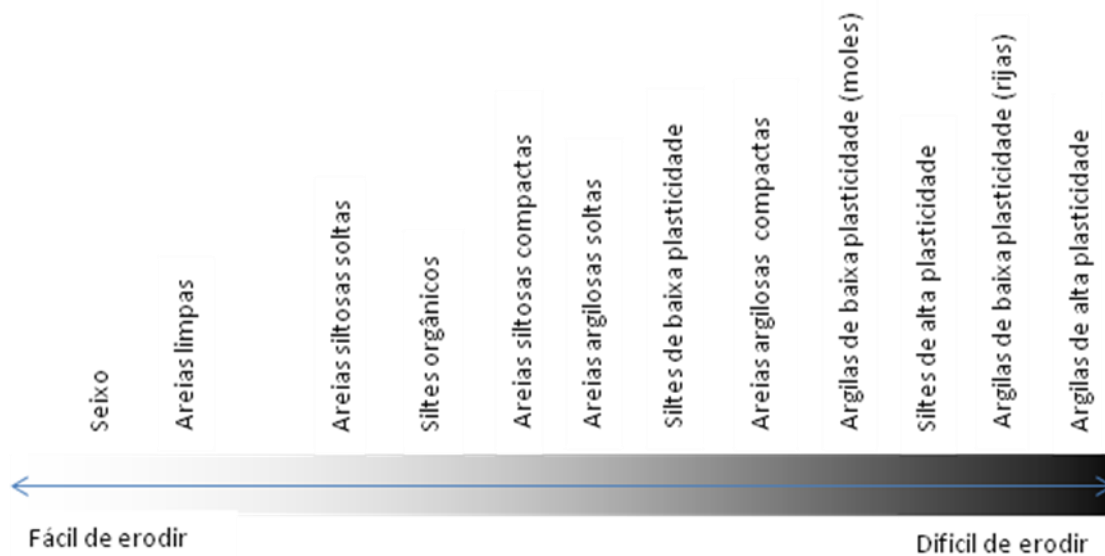


Figura 2.3 – Erodibilidade do material (adaptado de Abramson *et al.*, 1997).

As argilas e siltes, sendo materiais com maior plasticidade e, conseqüentemente, maior consistência e coesão, são mais difíceis de erodir, sendo necessário a aplicação de maiores pressões na injeção de calda de cimento, como se referirá mais adiante (ver 2.3.2).

Para avaliar a resistência do solo e o sistema mais adequado a cada situação recorrem-se, também, a ensaios de caracterização mecânica *in situ*. Estes ensaios são complementares das sondagens executadas e da amostragem convencional utilizada, para obter o maior número possível de informação sobre o terreno. Nos ensaios executados no campo salientam-se os de SPT (compacidade de solos incoerentes) e de CPT.

O ensaio mais utilizado, o SPT (*Standard Penetration Test*), permite avaliar a resistência à penetração dinâmica do solo e seleccionar o sistema mais apropriado de *jet grouting* como se especificou no subcapítulo anterior. Através desta correlação com o SPT, é também possível determinar qual o diâmetro de coluna mais aceitável para o fim em vista (Fig. 2.4).

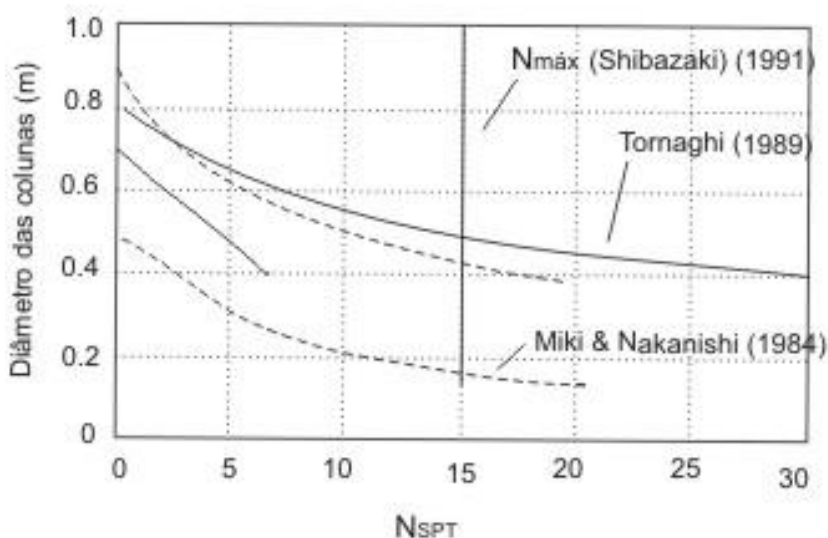


Figura 2.4 – Diâmetro das colunas de *jet* em função de  $N_{SPT}$  (Croce, 2000).

Segundo Croce (2000), quanto maior o número de pancadas ( $N_{SPT}$ ) do ensaio SPT, menor vai ser o diâmetro das colunas, visto que maior é a resistência à penetração dinâmica do solo. No gráfico da Figura 2.4 verifica-se, também, que

a curva vai decrescendo à medida que o  $N_{SPT}$  vai aumentando e, consequentemente, o diâmetro vai diminuindo.

O ensaio CPT (*Cone Penetration Test*) é, também, realizado na prospecção geotécnica com o objectivo de avaliar a resistência de ponta dos substratos existentes, em particular de siltes e argilas (Flora, 2001). A sua execução permite determinar qual a profundidade de segurança a que o material de *jet* deve chegar (*op. cit.*). Este ensaio possibilita ainda a obtenção da compacidade relativa e módulo de deformabilidade do solo.

### 2.3.2 – Parâmetros de execução do *jet*

Com igual importância no dimensionamento de projecto, inclui-se um conjunto de parâmetros executivos de *jet grouting*, tais como: velocidade de subida e rotação da vara, pressão, injeção da calda, caudal injectado, diâmetro e número de injectores e relação água/cimento (a/c), que se abordam seguidamente.

Existe ainda um factor relevante na execução que é o impacto dinâmico (I), visto ser um dos factores que intervém no mecanismo físico do jacto e é expresso na seguinte fórmula (Hachich e Falconi, 1996):

$$I = 2 \times \frac{\pi \times D_0^2}{4} \times P \quad (2.1)$$

em que: I é impacto dinâmico;

$D_0$  é o diâmetro do injector (m);

P é a pressão de injeção (MPa).

### a) Velocidade de subida da vara

A velocidade de subida da vara ( $V_s$ ) é feita por passos sucessivos de injeção, que é o tempo que a vara leva a subir um determinado espaço (p.e., 4cm em 6s), sendo definida por:

$$V_s = \frac{Q \times \gamma_{Calda}}{C \times (1 + a/c)} \quad (2.2)$$

em que :  $V_s$  é a velocidade de subida da vara (m/min);

$C$  é o consumo de cimento (kg/m);

$Q$  é o caudal de fluido (m<sup>3</sup>/min);

$\gamma_{Calda}$  é o peso volúmico da calda (kg/m<sup>3</sup>);

$a/c$  é a relação água/cimento da calda.

### b) Velocidade de rotação da vara

A velocidade de rotação da vara ( $V_r$ ) é definida pelo número mínimo de rotações num determinado tempo e em cada passo de injeção, sendo em geral duas por passo por bico de injeção (Carreto, 2000). Assim, tem-se:

$$V_r = \frac{2}{\frac{1}{V_s} \times \text{passo}} \quad (2.3)$$

em que:  $V_r$ , velocidade de rotação da vara (rpm);

$V_s$ , velocidade de subida da vara (m/min).

### c) Pressão do fluido aglutinante

A pressão ( $P$ ) que se aplica ao fluido aglutinante na técnica de *jet grouting* é importante, visto ter um efeito fundamental no corte e erosão do solo. A

pressão determina, também, o raio de influência da calda injectada e, portanto, o diâmetro das colunas ou largura dos painéis a executar.

No caso de solos mais finos, como por exemplo, siltes e argilas, onde o índice de vazios é menor, o jacto de calda não penetra com tanta facilidade como em terrenos de maior porosidade, como são as areias e seixos (Modoni, 2006).

Sendo assim, a pressão varia em função dos valores de coesão do solo, ou seja, se ele apresenta valores de coesão elevados (20 a 35 kPa), a pressão a utilizar terá de ser maior, para obter uma melhor desagregação do terreno (Kutzner, 1996). Se o terreno for maioritariamente constituído por partículas grosseiras, a pressão a aplicar poderá ser mais baixa, embora dependa também do sistema de *jet* utilizado (*op. cit.*). Deduzindo de (2.1) vem que:

$$P = \frac{2 \times I}{\pi \times D_0^2} \quad (2.4)$$

#### d) Caudal

O caudal (Q) injectado no furo depende do tipo de sistema de *jet* utilizado, podendo ser deduzido de (2.2) do seguinte modo:

$$Q = \frac{V_s \times C \times (1 + a/c)}{\gamma_{Calda}} \quad (2.5)$$

#### e) Número de injectores

O número de injectores depende do tipo de sistema de *jet* utilizado. Os diâmetros dos injectores (Fig. 2.5) são muito pequenos (em regra, 2 a 4mm) e, portanto, a sua zona de acção por corte/erosão do solo é algo limitada (Modoni *et al.*, 2006).





Figura 2.5 – Pormenor de injector de 3,0 mm.

Ao analisar todos estes factores pode-se concluir que, com o acréscimo de resistência do solo, aumenta a energia necessária para sua desintegração, sendo esta determinada pela velocidade do jacto, diâmetro dos injectores e pressão de injeção. Já a dimensão final das colunas de *jet* é determinada pela velocidade de rotação e de subida da vara (Giuseppe e Como, 2008).

Assim, a energia despendida na desagregação do terreno ( $E$ ) é um dos factores que intervém no mecanismo físico do jacto e é expresso na seguinte fórmula (Carreto, 1999):

$$E = \frac{(P \times Q)}{V_s} \quad (2.6)$$

em que :  $E$  é a energia específica por unidade de comprimento da coluna

(MJ/m);

$P$  é a pressão do fluido (MPa);

$Q$  é o caudal do fluido (m<sup>3</sup>/min);

$V_s$  é a velocidade de subida da vara (m/min).

#### *f) Composição da calda*

A composição das caldas de cimento tem importância no resultado final de qualquer tratamento de terrenos, dado que o tipo de cimento, as relações

água/cimento (a/c) e adição de adjuvantes vão alterar a sua viscosidade e consistência.

Na constituição da calda de cimento podem existir diversos valores de relação a/c; no entanto, uma das causas possíveis para a instabilidade das caldas é a menor concentração de cimento em relação à água, que resultará numa menor viscosidade desta. Assim, a consistência da calda será menor quando a/c for maior (Warner, 2004). Por exemplo, quando a relação a/c é inferior a 0,4, a consistência da calda é reduzida; por outro lado, se a relação a/c for superior a 0,6 a viscosidade do material será aceitável (*op. cit.*).

Um método expedito para, rapidamente, se obter a viscosidade do material é o ensaio com o cone de *Marsh*. Para a realização cuidada deste ensaio deve-se seguir a EN 445 (2007). Sucintamente, o que se pretende com este ensaio é verificar o tempo que um determinado volume de calda leva a escoar no cone, devendo estar compreendido entre 32 e 55 segundos.

A viscosidade pode ser controlada com a mistura de adjuvantes à calda, permitindo alterar algumas das suas propriedades. Um dos produtos que pode ser adicionado é MEYCO Fix GE15, que possui um efeito de dispersão e é utilizado para reduzir a viscosidade (BASF, 2006). Para além disso, ele tem ainda os seguintes benefícios no *jet (ib.)*:

- Reduz a perda de pressão nas mangueiras de distribuição;
- A calda sai do injector com maior velocidade, tendo assim maior energia para corte do solo;
- Reduz o refluxo;
- Podem utilizar-se relações a/c mais baixas na calda, obtendo-se maiores resistências, iniciais e a longo prazo, e maior durabilidade;
- Fácil de manusear e ambientalmente inofensivo.

O tipo de cimento ideal a utilizar na técnica de *jet* é o CEM II / A-L 42,5R, sendo o menos aconselhável o CEM I 52,5R (Cimpor, 2003).

Um estudo laboratorial de formulações de solo-cimento para suporte da realização de colunas de *jet grouting*, realizado por Valente *et al.* (2008), teve como objectivo avaliar relações entre as propriedades físicas e mecânicas do solo-cimento. Para isso realizaram-se, por exemplo, ensaios de resistência à compressão uniaxial com avaliação do módulo de deformabilidade inicial, máximo, tangente e secante a 50% e a massa volúmica das misturas de solos-cimento. Foram estudadas diversas formulações na composição da calda de cimento e, com isso, concluiu-se que de todas as formulações ensaiadas a mais vantajosa era uma calda constituída por 1000kg/m<sup>3</sup> de cimento do tipo CEM I 42,5R e com relação em peso entre calda de cimento e o solo utilizado de 50% /50%, com ou sem aditivos. Verificou-se também que o uso de aditivos não influenciava a resistência do material ensaiado (*ib.*).

A água a utilizar na formulação da calda deve ser tratada para evitar a presença de agentes químicos que possam eventualmente afectar, desfavoravelmente, as propriedades da calda e dificultar o seu endurecimento. O tratamento de água superficial consiste na remoção de matéria orgânica, folhas e outras matérias; já as águas de abastecimento público e subterrâneas podem ser utilizadas sem qualquer tipo de tratamento (Giménez, 2004).

No Quadro 2.4 resumem-se os consumos médios de cimento para cada sistema de *jet grouting*.

Quadro 2.4 – Consumos médios de cimento, variáveis segundo o tipo de solos e os objectivos (Kaidussis & Gomez de Tejada, 2000).

Tipo de jet	Jet 1	Jet 2	Jet 3
Consumo/ml	130 - 350 kg	450 - 900 kg	800 - 1400 kg

Assim o cimento consumido (C) pode ser definido do seguinte modo (Carreto, 2000):

$$C = \frac{Q \times \left( \frac{1}{V_s} \right) \times \gamma_{calda}}{1 + a/c} \quad (2.7)$$

em que : C é o consumo de cimento (kg/m);

Q é o caudal de fluido (m<sup>3</sup>/min);

V<sub>s</sub> é a velocidade de subida da vara (m/min);

$\gamma_{calda}$  é o peso volúmico da calda (kg/m<sup>3</sup>);

a/c é a relação água/cimento da calda.

Outra técnica que pode aumentar a resistência das colunas de *jet grouting* é a mistura de minerais alumino-silicatos, como por exemplo os que constituem as cinzas volantes, com soluções alcalinas, sobretudo quando estas são formadas à base de sódio ou potássio. O produto final denomina-se de geopolímero (Gil *et al.*, 2008).

### 2.3.3 – Geometrias

As geometrias que se podem obter com esta técnica (Fig. 2.6) são diversas e variam com a finalidade do melhoramento.

As principais geometrias utilizadas são as seguintes:

- Coluna circular;
- Coluna semi-circular;
- Coluna parcial;
- Painéis simples e duplos;
- Sistemas de “impermeabilização”.

Como se referiu, elas dependem de como é efectuada a subida da vara, ou seja, das velocidades de rotação e de subida. Se a vara subir em rotação de

360°, obtêm-se colunas, se esta subir em rotação de apenas 180° obtêm-se meias colunas, e assim sucessivamente. Para se obter painéis, não pode existir rotação da vara durante a execução.

As geometrias em forma de coluna são utilizadas, como no caso da Estação do Terreiro do Paço em Lisboa (Candeias *et al.*, 2007), principalmente em reforço de fundações, de túneis e estabilização de taludes, apesar de poderem também constituir cortinas de “impermeabilização”, recorrendo a colunas secantes (Fig. 2.7).

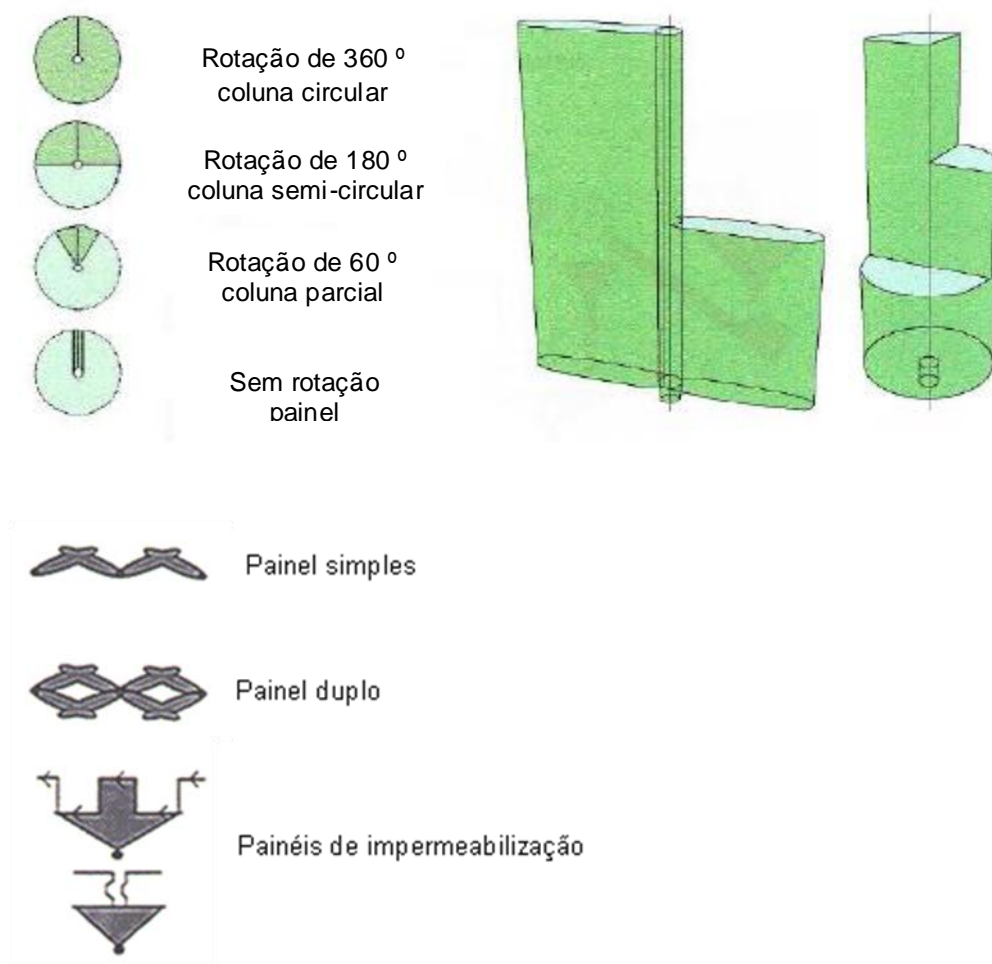


Figura 2.6 – Geometrias dos elementos de *jet grouting* (adaptado de Abramson, 1997; Giuseppe e Como, 2008).

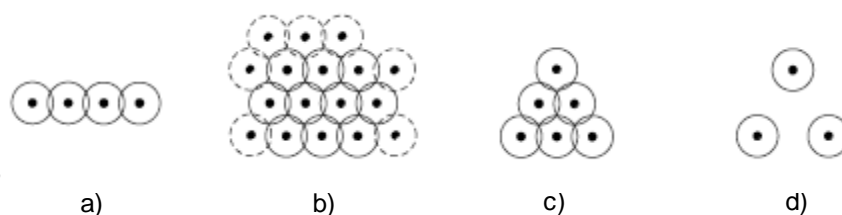


Figura 2.7 – Disposição característica de colunas de *jet grouting* (Giuseppe e Giovanni, 2008):

- a) fiada de colunas secantes; b) fiadas múltiplas de colunas secantes; c) grupo de colunas secantes para reforço de fundações; d) elementos isolados para reforço dos solos.

No entanto, as geometrias mais utilizadas com objectivo de “impermeabilizar” são as planas (Kutzner, 1996). Os painéis simples ou duplos (Fig. 2.6) são utilizados consoante o material *in situ* e, fundamentalmente, em obras que tenham que lidar com a presença de água. Sempre que esta ocorra é necessário reduzir a permeabilidade dos terrenos com eficácia para obstar a eventuais instabilizações.

## 2.4 – DIMENSIONAMENTO PARA PROJECTO

Existe alguma dificuldade na realização do dimensionamento nesta técnica de melhoramento de terrenos. Como foi possível observar nos subcapítulos anteriores existem vários condicionantes a ter em conta, relacionados com o próprio terreno e também com a técnica em si. Para além disso, acresce que a técnica é relativamente recente, apesar de utilizada mundialmente.

Por todas as razões aduzidas anteriormente entende-se que, para se efectuar um dimensionamento adequado, seja necessário ter um programa de prospecção bem concebido. É fundamental, em seguida, aferir o perfil geológico e geotécnico permitindo, desse modo, caracterizar física e mecanicamente o solo (Francisco, 2007).

Os ensaios *in situ* mais utilizados para avaliar os parâmetros geotécnicos necessários, são por exemplo, SPT ou CPT, ensaios Lefranc (determinam a permeabilidade do solo) e ensaios geofísicos (Carreto, 2000).

Outro factor a ter em conta no dimensionamento é o eventual assentamento e empolamento do solo e de estruturas envolventes durante a execução da técnica. Para que esse controlo seja realizado é necessário implementar um plano de observação, que possa registar todos os movimentos, superficiais e do subsolo.

O procedimento executivo é, também, definido em projecto e é sempre validado na fase de construção através da execução de colunas teste, bem como a composição final da calda.

As colunas teste possibilitam avaliar as características do terreno melhorado e validar o dimensionamento empírico de projecto. Após a sua realização, efectua-se a escavação e inspecção visual da geometria sendo, também, recolhidas amostras (provetes cilíndricos) das mesmas para ensaios de laboratório, nomeadamente, à compressão uniaxial.

Outro factor definido em projecto é o posicionamento e verticalidade do furo. Estes são importantes face ao objectivo da aplicação e à geometria a obter. Em obra estas marcações são realizadas por uma equipa de topografia.

No projecto é ainda necessário definir o controlo de qualidade a executar em obra. Esta temática será abordada num subcapítulo mais adiante (ver 2.6).

Esta temática de dimensionamento encontra-se mais detalhada no trabalho de Carreto (1999), no capítulo 2.7.

## 2.5 – PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS

Segundo Botto (2001, adaptado), na escolha do processo executivo de *jet grouting* devem ser analisados os seguintes aspectos:

- Condições de execução – é importante avaliar as condições do local de obra, a profundidade do solo a melhorar, as condições de remoção do refluxo de *jet*, a posição do nível freático, entre outros;

- Diâmetro efectivo dos elementos – a selecção do diâmetro das colunas ou largura dos painéis depende das várias condições referidas em 2.3;
- Volume de serviço e cronograma – outro factor na selecção da metodologia é o conhecimento do volume de serviço envolvido e do respectivo prazo de execução.

Durante a execução do melhoramento por *jet grouting*, existem três processos executivos que são fundamentais para o sucesso da técnica. O corte, a mistura solo/cimento e a cimentação têm grande relevância como se detalha em seguida:

- *Corte* – consiste na desagregação das partículas do solo através de jactos de ar/água horizontais de pressão e velocidade elevadas.
- *Mistura de solo-cimento* – a mistura é realizada através da rotação da vara permitindo a aglutinação entre a calda de cimento e o solo existente formando-se, desse modo, uma estrutura mais resistente.
- *Cimentação* – a cimentação ocorre quando a aglutinação entre o solo e a calda de cimento ganha presa e vai fortalecendo, naturalmente, à medida que consolida.

O procedimento executivo pode ser dividido em três etapas principais, sendo elas a furação, injeção, e selagem e recomeço (Fig. 2.8). Em todas elas é necessário ter em consideração determinados passos de execução de modo à obtenção dos resultados pretendidos, como se especifica em seguida.

#### **a) Furação**

Numa primeira fase procede-se à furação, colocando-se a sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o da coluna. Em seguida, introduz-se a vara no solo e inicia-se a furação com o emprego de jactos de água/ar até à profundidade definida no projecto. Nessa altura obtura-se a válvula de água, para se dar início à injeção de calda.



## b) Injecção

Nesta fase realiza-se o tratamento do solo propriamente dito, com injeção de caldas de cimento, através de um ou mais injectores, localizados na parte inferior da vara de perfuração. Como se mencionou, a geometria das colunas é função do número de rotações por minuto da haste, da distância entre níveis sucessivos de tratamento e do tempo de permanência do jacto em cada um desses níveis.

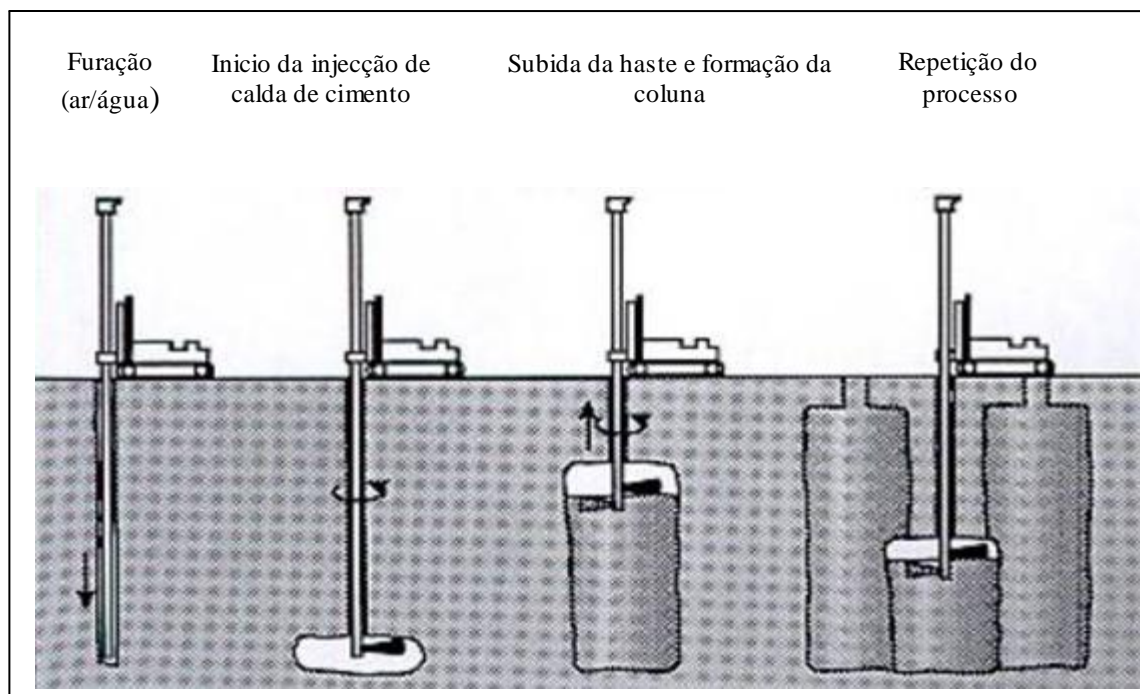


Figura 2.8 – Faseamento executivo (adaptado de Hayward Baker, 2004).

## c) Selagem e recomeço

A etapa final consiste na finalização da injeção de calda, com a selagem do furo. Em seguida, inicia-se um novo ciclo.

### 2.5.1 – Equipamentos

Como se referiu, todos os equipamentos de injeção comuns e todos os procedimentos de furação utilizados em *jet grouting* têm de ser adequados ao solo a intervencionar. Só depois é possível definir o sistema de *jet* a utilizar, os diâmetros dos injectores, tipo de calda de cimento e diâmetro das colunas (G&P Geotechnics Sdn Bhd, 2007). Os equipamentos a utilizar num determinado tratamento devem ser específicos e suficientemente potentes, para assegurar o melhoramento em toda a área pretendida.

Os equipamentos necessários a uma intervenção deste tipo incluem (Fig. 2.9):

- Silo para cimento;
- Central misturadora;
- Bomba de injeção;
- Máquina de furação e injeção.

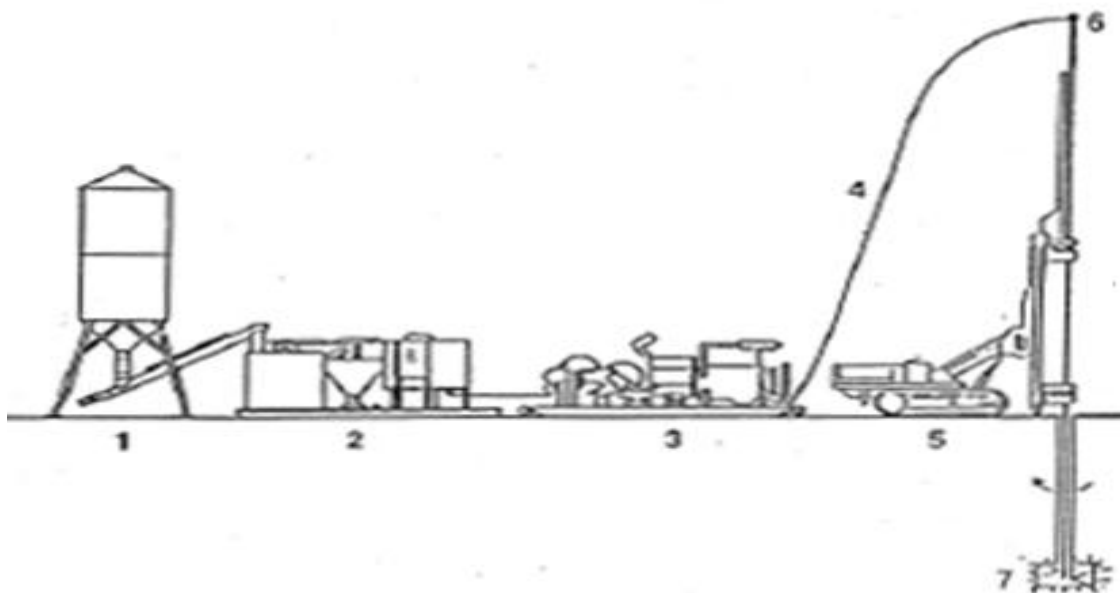


Figura 2.9 – Esquema dos equipamentos de *jet grouting* (adaptado de Soilcrete Technology Co., 2008): 1- silo de cimento; 2- central misturadora; 3- bomba; 4- tubos; 5- máquina de furação e injeção; 6- varas de furação/injeção; 7- tratamento.

Estes equipamentos devem ser montados em estaleiro o mais próximo possível do local a intervencionar, para evitar custos acrescidos em relação ao

transporte de materiais e de calda para a obra. É fundamental ter em conta o factor económico nas obras geotécnicas para minimizar os custos associados.

A estes equipamentos juntam-se, ainda, compressores, no caso da utilização de *jet 2* ou *jet 3*, e varas de furação, trialetas/trados ou injectores para a perfuração inicial.

O silo de cimento (Fig. 2.10) deve estar sempre abastecido em obra para poder fornecer o produto nos momentos de tratamento e de produção da calda de cimento.



Figura 2.10 – Silo de cimento na obra do Aerometro, em Lisboa.

A central misturadora encontra-se dividida em quatro partes: um tanque de água, um misturador, um agitador e um quadro eléctrico. O processo realizado nesta central inicia-se com a colocação de água no misturador, seguido de descargas de cimento, vindas do silo, através de um tubo (*sem-fim*). Esta etapa é realizada deste modo para permitir uma maior uniformidade no fabrico da calda. Assim, a calda de injeção é preparada no conjunto misturador-agitador,

de alta turbulência e de grande volume, permitindo o constante fabrico de calda e evitando interrupções no processo de injeção (Subtil, s.d.).

A bomba deverá ser de pressão elevada e tem como objectivo bombear a calda da central misturadora para a máquina de furação e injeção, através de tubos.

A máquina de perfuração e injeção deve ter capacidade de furar, destrutivamente, até à profundidade necessária.

Os melhoramentos podem ser executados através do interior ou exterior das estruturas sendo que, no interior, tem de recorrer-se a uma máquina de furação/injeção de dimensões reduzidas, como por exemplo uma MC 800. Para zonas exteriores é normalmente utilizada, por exemplo, uma Pachiosi 1500.

## 2.6 – CONTROLO DE QUALIDADE

Como em qualquer obra geotécnica, o controlo de qualidade durante a execução de tratamento/reforço de solos por *jet* é fundamental, visto que a sua execução deficiente ou a sua ausência podem colocar em perigo a estabilidade da obra, proporcionar atrasos no seu desenrolar ou, ainda, influenciar os seus custos. Deste modo, é necessário realizar um plano de qualidade que contemple toda a informação disponível (Essler e Yoshida, 2004). Os factores a considerar incluem (*ib.*):

- Definição da sequência de trabalhos;
- Conhecimento da composição do solo e descrição das suas características;
- Identificação de obstáculos;
- Adequada definição das coordenadas de furação;
- Técnica adequada de injeção ao solo a melhorar;
- Parâmetros de furação (velocidade de furação, pressões e fluxos de ar, a/c e velocidade de injeção);

- Realização de ensaios às colunas/painéis e avaliação dos resultados (eficácia da técnica).

Na fase de controlo de qualidade são novamente executados os ensaios de campo utilizados na fase de estudos de projecto (ver 2.3), para aferir as melhorias obtidas.

A realização de colunas teste tem como objectivo, após a escavação de material envolvente, analisar visualmente a geometria da estrutura e as suas dimensões, recolher amostras para ensaiar em laboratório e verificar os parâmetros de resistência, deformabilidade ou permeabilidade, definidos em projecto (Kutzner, 1996).

O controlo de execução de *jet grouting* é realizado, com registo automático dos parâmetros de injeção, através de um software denominado *Jean Lutz*, modelo LT3 (Fig. 2.11). Este sistema, normalmente usado em Portugal, regista, contínua e automaticamente, os parâmetros da injeção a pressão elevada.



Figura 2.11 – *Jean Lutz*, modelo LT3 (Jean Lutz S.A., 2008).

Os principais parâmetros registados pelo software são:

- Pressão de furação;
- Profundidade de furação;
- Pressão de injeção;
- Passo (p.e.: 4cm);
- Velocidade de rotação e de subida da vara;
- Caudal injectado.

As características de gravação e de impressão da informação colhida podem ser programadas consoante a situação de obra. O *Jean Lutz* controla, automaticamente, os parâmetros de velocidade de subida e pressão de injeção, bem como a profundidade de ataque de acordo com o estipulado em projecto/obra.

Como referido, é também efectuado um controlo rigoroso de:

- Furação – é necessário verificar os injectores, a fim de confirmar o seu correcto alinhamento, a inclinação do furo, a cota da boca e a profundidade, para se obter a geometria projectada;
- Pressão de injeção de fluido – é sujeita a controlo, através de dois manómetros, onde o respectivo valor de projecto/obra é pré-definido, estando um instalado na bomba e outro no fim da linha, perto da cabeça de injeção para determinar a perda de carga no final da manga (Fig. 2.9, 4- tubos);
- Velocidade de subida e rotação da vara – estas velocidades são, também, controladas com cronómetro, de modo permanente e com valores já definidos nas colunas teste;
- Caudal injectado – tem de ser controlado por motivos de execução e por motivos económicos, já que a quantidade consumida por metro tem de ser a mesma, sendo utilizado um medidor de caudal;
- Material aglutinante – este é verificado constantemente, com a determinação do respectivo peso volúmico e ensaios de viscosidade e de resistência.

Como referido, durante a realização do tratamento/reforço por *jet* podem ocorrer deslocamentos em estruturas adjacentes, induzidos pelas elevadas pressões aplicadas durante a injeção de calda. A execução da técnica pode,

também, provocar assentamentos devido à criação de um volume elevado de material fluidificado com reduzida resistência temporária ao carregamento, pelo que se deve monitorizar o comportamento das estruturas envolventes.

Para facilitar o controlo do comportamento daquelas estruturas utilizam-se geralmente os dispositivos listados no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Tipo de instrumentação utilizada em obras de *jet grouting* (adaptado de Carreto, 1999).

Instrumento	Função	Localização
Alvos topográficos	Determinar deslocamentos (à superfície e em profundidade), quer na horizontal, quer na vertical	Prédios, viadutos, pontes, etc
Marcas topográficas		
Réguas	Controlo de desvíos nas estruturas adjacentes	
Inclinómetros	Monitorização de movimentos internos, horizontais e verticais do terreno	Junto ao local a intervir
Piezómetros	Controlo do NF e da variação de pressões intersticiais resultantes da injeção	

Um dos factores que possibilita o controlo de qualidade durante a execução é o refluxo (Fig.2.12). A sua observação visual directa permite analisar a respectiva constituição avaliando, assim, se existe, se é líquido ou se é espesso. O refluxo é um indicador da forma como o *jet* está a ser executado, já que se não existir pode indicar a formação de bolas em vez de colunas de *jet*, não se obtendo, assim, o efeito pretendido. A condição ideal é que o refluxo surja com uma forma espessa e com solo dando, assim, a indicação que a aglutinação de solo-cimento está a ocorrer.



Figura 2.12 – Refluxo durante a injeção.

No fim da intervenção verificam-se o número de varas retiradas do furo e todos os parâmetros definidos para a execução do melhoramento, tais como o diâmetro da coluna, resistência à compressão uniaxial, resistência ao corte, permeabilidade e deformabilidade. Para isso, são realizados ensaios *in situ*, nomeadamente CPT ou SPT. Os ensaios realizados em laboratório são de caracterização física, como por exemplo a determinação do peso volúmico e do teor em água natural.

A dificuldade em obter um solo com boas características de resistência à compressão uniaxial (Quadro 2.6), de resistência ao corte, de deformabilidade e ainda de permeabilidade reduzida, é muito significativa e resulta, fundamentalmente, de a técnica não efectuar uma substituição total do solo, mas tão-somente a formação de uma substância aglutinante com solo (Kaidussis & Gomez de Tejada, 2000).

Quadro 2.6 – Resistência de provetes de solos melhorados com *jet* à compressão uniaxial -  $\sigma_R$  (adaptado de Kaidussis & Gomez de Tejada, *op. cit.*).

$\sigma_R$	Areias	Siltes	Argilas
	7 a 12 MPa	5 a 8 MPa	3 a 6 MPa

Num estudo recente realizado em Portugal sobre este tema, Dinis da Gama e Reis e Sousa (2008) apresentam resultados de ensaios à compressão uniaxial realizados em provetes de colunas de *jet grouting*, com o objectivo de avaliar a



deformabilidade e resistência à rotura de vários tipos de solos melhorados, nomeadamente arenosos, argilosos, areno-argilosos, lodosos e xisto-argilosos. As principais conclusões foram a verificação de fracas melhorias nas suas características geotécnicas. Os solos que apresentaram melhores valores após o melhoramento foram os de base arenosa. Concluíram, também, que um solo tratado, de base arenosa, apresenta características de deformabilidade e de resistência próximas das de um betão médio.

Na Figura 2.13, observa-se a relação entre a resistência à compressão uniaxial e o tempo que diferentes tipos de solo levam a atingir patamares ideais de resistência e que reforçam as conclusões anteriormente referidas. É possível verificar que os solos orgânicos são aqueles que apresentam menor ganho de resistência (menos de 1,72 MPa), mesmo quando já passaram vários dias de presa do solo-calda; este facto justifica-se pela ausência de hidratação do cimento nesse tipo de solos. Os solos que apresentam maiores ganhos de resistência à compressão em meio não confinado são as areias e seixos; os valores de resistência nesses solos melhorados podem atingir 5,17 MPa a 8,61 MPa.

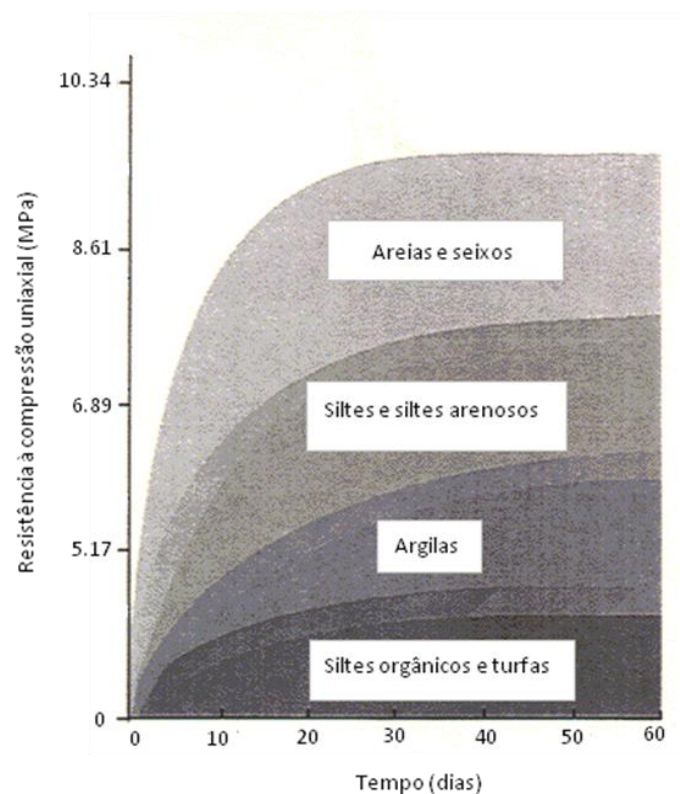


Figura 2.13 – Resistência da mistura de solo-cimento ao longo do tempo (adaptado de Hayward Baker, 2004).

De salientar ainda, que em solos arenosos completamente limpos, a mistura solo-cimento irá obter uma resistência próxima da de uma argamassa.

Finalmente, deverá controlar-se os custos durante todo o procedimento e toda a obra. Esse controlo tem de ser rigoroso para que os valores dos parâmetros de execução não sejam desviados e se tenha de repetir novamente o tratamento. Outro factor que se tem de sublinhar é o consumo de cimento, visto que um controlo ineficaz de caudal pode conduzir a consumos desnecessários de cimento e, portanto, inflacionar os custos.

## 2.7 – VANTAGENS, DESVANTAGENS E CONDICIONALISMOS

Ao longo das últimas décadas de utilização e de desenvolvimento da técnica de *jet grouting* tem sido possível avaliar as principais vantagens, desvantagens e limitações que lhe estão associadas.

O método, como referido, é utilizado numa grande gama de solos, ou seja, pode ser aplicado desde seixos a argilas, embora com ganhos de resistência diferentes. É também possível melhorar argilas orgânicas e rochas brandas, nomeadamente arenitos brandos ou xistos argilosos. Desta forma torna-se uma técnica com grande vantagem em relação a outras de injeção, que normalmente são específicas para determinado tipo de solo e que são condicionadas pela permeabilidade do terreno (Botto, 2001).

O resultado final deste tipo de melhoramento varia de solo para solo, visto estar condicionado pelas características iniciais deste, dado que o material final é uma mistura, “homogénea”, de solo com o cimento da calda.

A aplicabilidade do *jet*, como foi citado no capítulo anterior, é muito vasta e com a sua evolução foi possível desenvolver trabalhos em espaços reduzidos, como por exemplo em escavações, túneis ou caves, favorecendo maior número de utilizações em obras geotécnicas. Outro factor importante de salientar é o ruído fraco e vibrações mínimas produzidos durante a execução da técnica.

Esta técnica permite, também, efectuar intervenções abaixo do nível freático, tendo no entanto de se ter em atenção as velocidades de percolação da calda de cimento antes de esta ganhar presa, que podem inviabilizar-se a eficácia do tratamento.

O *jet grouting* é uma técnica que também pode atingir grandes profundidades, permitindo realizar melhoramentos em obras de grande dimensão; no entanto, tem a desvantagem de que, com o aumento da profundidade, aumenta também o custo associado, tornando assim a obra mais dispendiosa (Fig. 2.14).

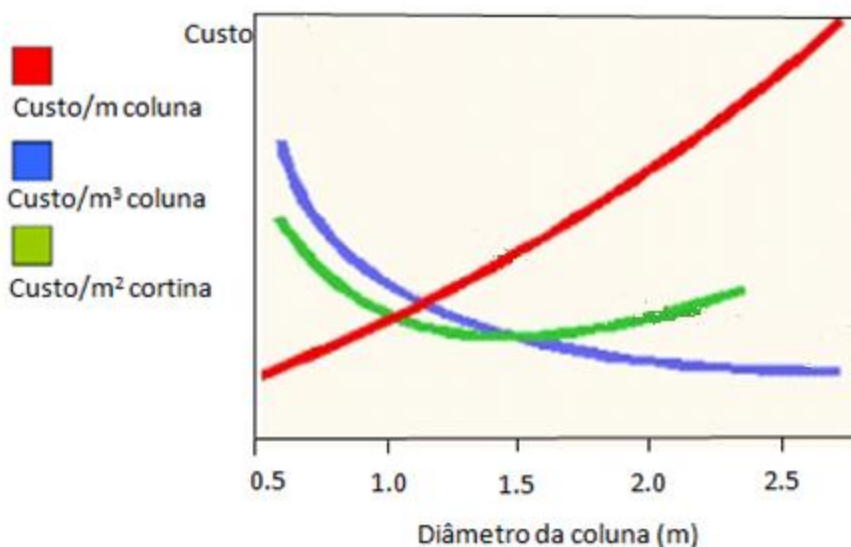


Figura 2.14 – Tendências na relação custo/diâmetro de colunas de *jet grouting* (adaptado de Francisco, 2007).

É uma técnica que pode ser utilizada na vertical, sub-vertical, horizontal e sub-horizontal, tendo apenas o condicionalismo, na utilização de ar, como componente de furação, de o ângulo com a vertical não ultrapassar 30° (ASCE, 1997).

Algumas das desvantagens e condicionalismos da técnica estão ainda relacionados com riscos de empolamento, assentamento e agressividade química do meio a intervencionar (Francisco, 2007). Para evitar ou minimizar estes condicionalismos deve-se adoptar algumas medidas como, por exemplo,

assegurar a continuidade do regime hidráulico de livre saída do refluxo, evitando o empolamento do terreno; prever poços de alívio; prestar a devida importância à observação na execução. Para os assentamentos deve-se, também, adoptar as devidas precauções ao atender aos resultados da instrumentação. Quanto à agressividade química do terreno, deve-se adequar o tipo e a dosagem de cimento (*op. cit.*).

Ocorrem, às vezes, defeitos nos corpos (colunas/painéis) de *jet* quando estão a ser executados, ou após a sua conclusão. As principais razões para essas anomalias parecem estar relacionadas com uma série de factores intrínsecos ou extrínsecos à técnica, entre os quais, por exemplo, aplicação em solos heterogéneos, processos deficientes e com interrupções ou erros, instabilidade dos solos com consequente colapso das colunas e capacidade individual dos corpos de *jet* insuficiente.

Por todos estes factores deve-se considerar os custos associados à técnica e a relação entre o diâmetro das colunas com o seu custo médio (Fig. 2.14).

A análise da figura 2.14 demonstra que os custos variam em função de vários factores. Por exemplo, os custos aumentam por metro de coluna e também em função do diâmetro da mesma. É possível verificar também, que a partir de determinado diâmetro, é mais caro executar painéis de *jet*, do que colunas, isto porque o preço diminui em função do volume de coluna.

## CAPITULO 3 – CASO PRÁTICO DE OBRA

### 3.1 – ENQUADRAMENTO

A evolução dos tempos e da sociedade tem desenvolvido a necessidade de ampliar a construção de novas estruturas, quer à superfície, quer no subsolo. Todas as estruturas realizadas em subterrâneo têm por objectivos oferecer melhores condições às populações e responder às suas necessidades; minimizando os impactes ambientais. A construção do Metropolitano de Lisboa é um exemplo dessa situação.

O Metropolitano de Lisboa tem como principal objectivo a exploração de uma rede, predominantemente subterrânea, de natureza ferroviária, de transportes colectivos na cidade de Lisboa e sua periferia. A sua construção teve início no ano de 1955, sendo a primeira rede inaugurada no final de 1959 (ML, 2008). Os trechos da rede aberta ao público foram os de Sete Rios (actualmente, Jardim Zoológico) – Rotunda (actualmente, Marquês de Pombal) e Entre Campos – Rotunda, confluindo num trecho comum: Rotunda – Restauradores.

Desde então foram desenvolvidos diversos trechos de ligação, nomeadamente a Linha Verde (Cais do Sodré – Telheiras), a Linha Amarela (Odivelas – Rato), a Linha Azul (Amadora Este – Santa Apolónia) e a Linha Vermelha (Alameda – Oriente).

Presentemente está a ser desenvolvido o prolongamento da Linha Vermelha a partir da estação Oriente em direcção ao Aeroporto da Portela (Fig. 3.1), permitindo fazer a ligação de uma importante rede ferroviária nacional, Gare Intermodal de Lisboa (GIL – Gare do Oriente) ao Aeroporto Internacional de Lisboa. Este novo projecto permitirá fazer o percurso do Aeroporto à GIL em apenas 5 minutos e coloca o centro da cidade de Lisboa a 15 minutos do Aeroporto. O prolongamento tem uma extensão de 3,6 quilómetros e três novas estações - Moscavide, Encarnação e Aeroporto.

Esta empreitada, ML644/04, ficou a cargo do consórcio AeroMetro ACE, constituído pelas empresas MSF, EDIFER, OPWAY e Alves Ribeiro.



Figura 3.1 – Localização do trecho Gare do Oriente - Aeroporto da Portela na rede de Metropolitano de Lisboa, sem escala (ML, 2008).

O prolongamento da linha abrange a construção de 5 trechos, sendo eles os seguintes: 96º trecho – Término do Oriente/Moscavide; 97º trecho – Moscavide/Encarnação, Vias Simples Ascendente e Descendente para futura ligação ao ramal de Sacavém; 98º trecho – Encarnação/Aeroporto; e 99º trecho – Término Provisório do Aeroporto, completando a construção de três estações: Moscavide, Encarnação e Aeroporto e a construção de cinco poços de ventilação: PV-190, PV-191, PV-192, PV-193 e PV-194.

Os trabalhos específicos acompanhados no âmbito da presente dissertação, foram os relativos ao tratamento de terrenos por *jet grouting*, daquela empreitada, junto da futura estação de Moscavide, bem como os denominados trecho 96 e Interferência 7A.

Os trabalhos consistiram no tratamento de solos através da técnica de *jet grouting*, tendo sido utilizado *jet simples*. A técnica foi aplicada como reforço

das paredes e abóbada do túnel, com injeção de calda de cimento através da formação de colunas verticais e sub-verticais.

A Sondagens Rodio Lda., que teve a cargo a execução dos melhoramentos, foi a empresa onde se realizou o acompanhamento dos procedimentos executivos e controlo de qualidade no âmbito desta dissertação. O melhoramento decorreu durante cerca de dois meses, tendo-se iniciado a 25 de Setembro de 2008 e ficado concluído em 29 de Novembro do mesmo ano.

### 3.2 – LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

A obra em referência localiza-se na freguesia de Moscavide, concelho de Loures, situando-se na denominada Interferência 7A, que se encontra junto ao viaduto existente na Rua João Pinto Ribeiro (Fig. 3.2 e 3.3).

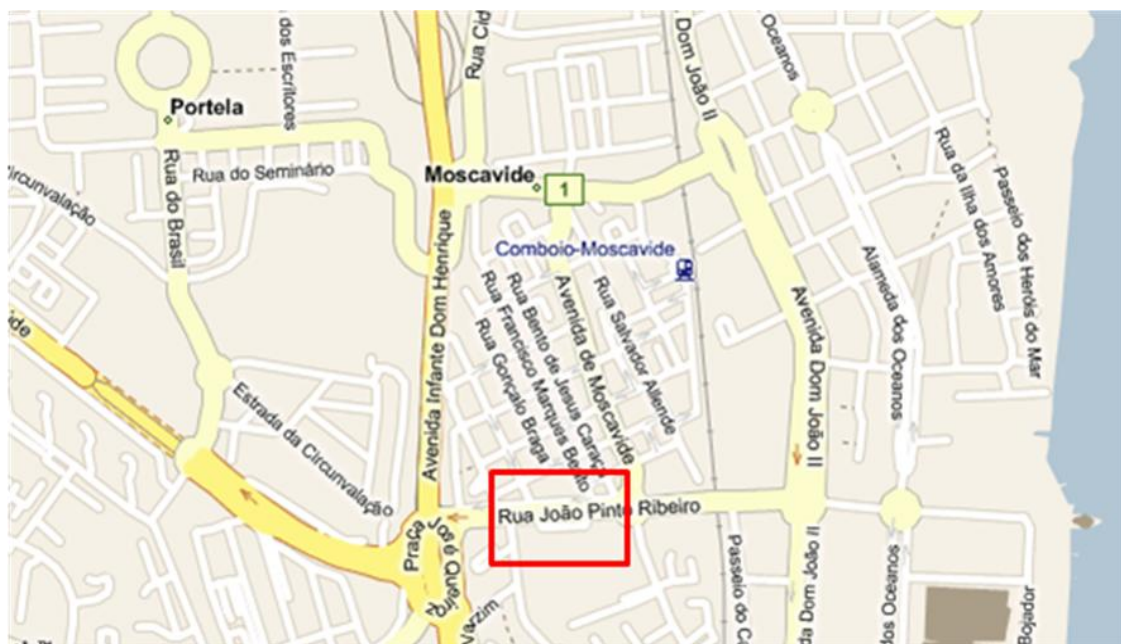


Figura 3.2 – Zona de intervenção da obra, retângulo a vermelho, sem escala (Livemaps, 2008).





Figura 3.3 – Localização da Interferência 7A, rectângulo a vermelho, sem escala (Google, 2008).

### 3.3 – ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

Do ponto de vista geológico, os terrenos existentes na zona pertencem ao conjunto de formações sedimentares que testemunham o Miocénico na região de Lisboa, cujo levantamento geológico, diferenciado estratigraficamente em várias unidades, é apresentado na Carta Geológica do Concelho de Lisboa, na escala 1:10.000 (Moitinho de Almeida, 1986; Pais *et al.*, 2005). As formações constituem, estruturalmente, um monoclinal com inclinação de cerca de  $4^{\circ}$  -  $6^{\circ}$  para o quadrante SE.

O monoclinal é o principal testemunho das deformações tectónicas que afectam aquelas formações miocénicas. Existem, no entanto, outras deformações mais localizadas que constituem, em geral, dobras de grande raio. A tectónica de falhamento parece ser pouco expressiva, atendendo aos acidentes de tipo falha cartografados, quer na Carta 1:10.000 acima referida, quer na Carta Geológica de Portugal, Folha 34-B (de Loures), na escala 1:50.000 (Pais *et al.*, 2006).

As formações de cobertura, recentes, são pouco expressivas, reduzindo-se a depósitos de aluvião pouco importantes, acumulados em linhas de água, e depósitos de aterro de espessura variável. Os primeiros estão identificados na



Carta Geológica 1:10.000, mas os segundos constituem frequentemente ocorrências inesperadas.

Do ponto de vista hidrogeológico, está-se na presença de solos e rochas de baixa resistência com permeabilidade baixa ( $10^{-7}$  m/s  $< k < 10^{-5}$  m/s), verificando-se a predominância de fracção fina (siltes e argilas).

As formações mais antigas (Serravaliano terminal e Tortoniano inferior) que foram intersectadas (Fig.3.4) pela prospecção realizada são as seguintes (Pais *et al.*, *op. cit.*):

- Areolas de Braço de Prata ( $M_{Vlla}$ ): é constituída por sedimentos finos consistentes, abrangendo alternâncias de arenitos finos, areias finas e bancadas pouco espessas de calcários margosos e arenosos, muito fossilíferos. Do ponto de vista geotécnico, são designadas por solos rijos e rochas de muito baixa resistência e atingem cerca de 20 m de espessura.
- Calcário de Marvila ( $M_{Vlc}$ ): é composta por biocalcarenitos grosseiros, passando a arenitos finos de cor amarela clara e a argilitos cinzentos. Do ponto de vista geotécnico, trata-se de rochas de baixa resistência e, em zonas menos cimentadas, solos rijos. A formação atinge cerca de 10 m de possança.

### 3.4 – ZONAMENTO GEOTÉCNICO

A caracterização geotécnica dos terrenos interessados pela obra, foi desenvolvida com base na observação visual de testemunhos provenientes das sondagens realizadas no trecho 96 (Fig.3.5) e nos resultados dos ensaios, *in situ* e laboratoriais, realizados com interesse, também, para a Interferência 7A. O estudo geológico e geotécnico contou com três sondagens mecânicas verticais por rotação (S1, S2 e S3), com amostragem contínua, no decurso das quais se efectuaram ensaios de penetração dinâmica normalizados, SPT; apoiou-se também nos estudos efectuados para o Término da Estação Oriente,

integrado na parte inicial do trecho 96 (SM7 a SM9), e em duas sondagens efectuadas no local previsto para a construção da Estação Moscavide (S4 e S5); nestas últimas foram também realizados ensaios SPT. É de salientar que todas as sondagens foram efectuadas no eixo do traçado do túnel.

Realizaram-se, ainda, nas sondagens S3, S5, SM7 e SM9 ensaios com pressiómetro Ménard e Lefranc e foram instalados piezómetros nos furos das sondagens S1, S2 e S3, de modo a verificar e controlar as variações do nível freático.

### 3.5 – ENSAIOS *IN SITU*

#### 3.5.1 – Ensaios SPT

A caracterização dos terrenos, quanto à consistência no caso de solos coerentes ou quanto à compacidade no caso de solos incoerentes, foi desenvolvida com base nos resultados dos ensaios SPT (*Standard Penetration Test*). Estes foram realizados com um espaçamento médio de 1,5 m.

#### 3.5.2 – Ensaios com pressiómetro Ménard

Para a caracterização dos solos existentes, em particular os silto-argilosos, sob o ponto de vista da deformabilidade executaram-se alguns ensaios com o pressiómetro Ménard.

Os módulos pressiométricos ( $E'_M$ ) obtidos, permitem estimar os módulos de deformabilidade drenados ( $E'$ ) das formações ensaiadas, traduzida pela relação (M.L., s.d.):

$$E' = \frac{E'_M}{\alpha} \quad (3.1)$$

Verifica-se que a relação entre  $E'$  e  $E'_M$  é expressa através de  $\alpha$ , que neste caso, pelo lado da segurança, tem o valor 1, uma vez que se tratam de solos silto-argilosos normalmente consolidados a ligeiramente sobreconsolidados (M.L., s.d.). Na estimativa do módulo de deformabilidade, considerou-se um coeficiente de Poisson,  $\nu$ , igual a 0,33.

No Quadro 3.1 sintetizam-se os resultados obtidos, em função da profundidade, para o módulo pressiométrico, para a pressão limite ( $P_L$ ) e para a relação entre ambos.

Quadro 3.1 – Resultados dos ensaios Ménard no trecho 96 (M.L., s.d.).

Sondagem (n.º)	Profundidade (m)	Cota (m)	$E'_M$ (MPa)	$P_L$ (MPa)	$E'_M/p_L$
SM7	24,1	0,14	52,4	2,5	21,0
SM7	32,1	7,86	63,6	2,7	23,5
SM9	9,0	12,87	49,6	2,2	22,5
SM9	21,8	0,07	38,2	2,7	14,2
SM9	31,5	-9,63	90,4	3,1	29,2
S3	11,5	15,52	25,3	4,4	5,8
S5	8,5	20,55	>47,6	>6,0	-
S5	20,5	8,55	>56,3	>4,0	-

### 3.5.3 – Ensaio Lefranc

Para caracterização da permeabilidade dos solos abrangidos pelos trabalhos utilizaram-se os resultados de ensaios de Lefranc realizados nas cinco sondagens atrás referidas (Quadro 3.2).

A constituição granulométrica dos solos evidencia a preponderância da fracção fina (M.L., s.d.). Tal facto, facilmente observável, foi confirmado pelos resultados dos ensaios de permeabilidade. Deste modo, está-se na presença de solos com permeabilidade baixa ( $k < 10^{-5}$  m/s) e com uma maior incidência na banda compreendida entre  $10^{-6}$  m/s e  $10^{-5}$  m/s. Face aos valores obtidos adoptou-se, para efeitos de cálculo, uma condutividade hidráulica,  $k$ , igual a  $5 \times 10^{-6}$  m/s.

Quadro 3.2 – Resultados dos ensaios Lefranc (M.L., s.d.).

Sondagem (n.º)	Profundidade (m)	L (m)	Cota (m)	Condutividade hidráulica ( $\text{ms}^{-1}$ )
SM7	18,00 - 19,70	1,7	06,24 a 04,54	$10^{-6}$
SM8	11,00 - 12,00	1,0	10,07 a 09,07	$10^{-5}$
SM8	24,00 - 25,00	1,0	-02,93 a -03,93	$2 \times 10^{-6}$
SM9	11,00 - 12,15	1,15	10,87 a 09,72	$4 \times 10^{-6}$
SM9	31,00 - 32,00	1,0	- 09,13 a -10,13	$2 \times 10^{-6}$
S3	11,50 - 12,00	0,5	15,52 a 15,02	$8 \times 10^{-6}$
S5	8,50 - 9,00	0,5	20,55 a 20,05	$10^{-6}$
S5	20,50 - 21,00	0,5	08,55 a 08,05	$10^{-6}$

### 3.6 – ENSAIOS LABORATORIAIS

Foram realizados alguns ensaios laboratoriais, que se apresentam em seguida, tendo em vista a estimativa das propriedades físicas, mecânicas e de deformabilidade dos solos interessados para a construção do túnel.

#### 3.6.1 – Ensaios de identificação

Os resultados dos ensaios realizados sobre as amostras recolhidas no local, para determinação da granulometria (peneiração e sedimentação) e dos limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade) dos solos, são apresentados no Quadro 3.3. Na Figura 3.6 representam-se as curvas granulométricas correspondentes.



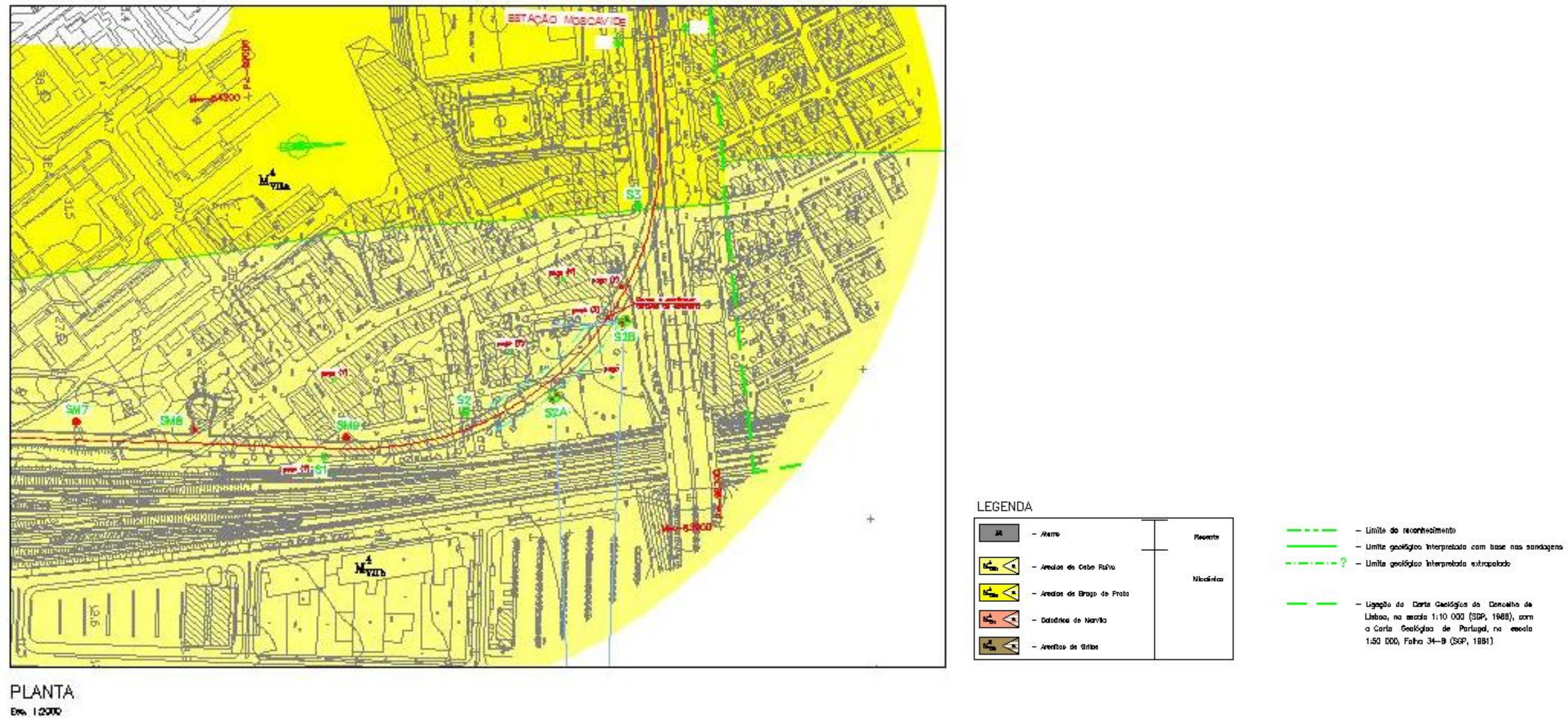


Figura 3.4 – Caracterização geológica em planta do 96º Troço (ML/Ferconsult, s.d), escala aproximada 1:3000.





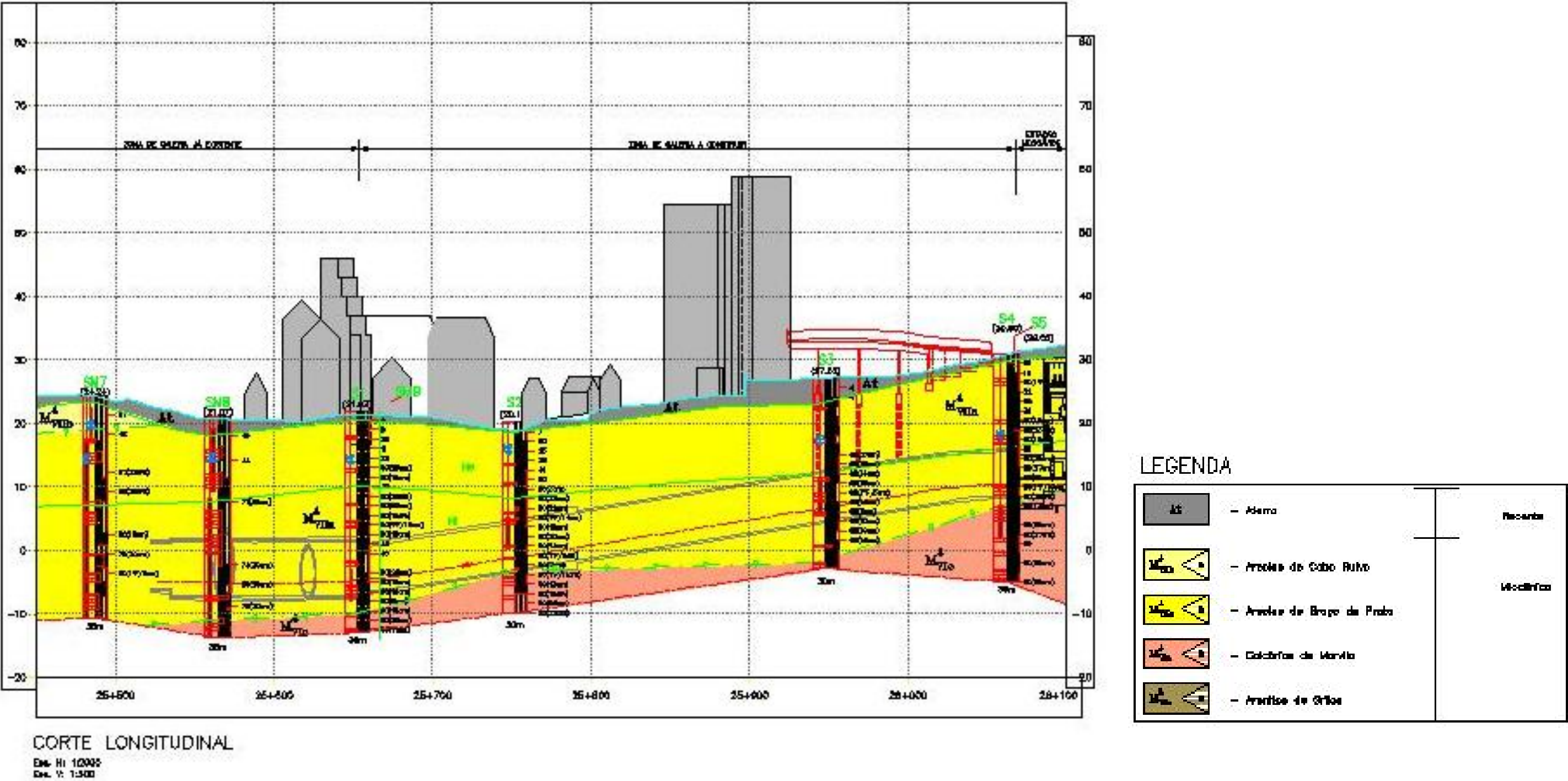


Figura 3.5 – Perfil geotécnico do 96º trecho (ML/Ferconsult, s.d.), escalas aproximadas: H – 1:3000 e V – 1:1000.





Quadro 3.3 – Composição granulométrica e limites de consistência dos solos ensaiados (M.L., s.d.).

Sondagem (n.º)	Amostra		Peneiros série ASTM (mm) %peso, material passado					Limites Atterberg			Class. de solos ASTM D 2487-85
	Prof. (m)	Cota	75	4,75	2,00	0,42	0,075	LL (%)	LP (%)	IP (%)	
SM7	5,00- 5,30	19,24 a 18,94	100	100	99	99	78	34	22	12	CL argila magra com areia
SM7	19,70- 20,30	04,54 a 03,94	100	96	91	84	56	26	-	NP	CL argila magra com areia
SM8	5,00- 5,60	16,07 a 15,47	100	100	99	99	62	29	17	12	CL argila magra com areia
SM8	9,00- 9,24	12,07 a 11,83	100	98	96	96	86	34	33	1	ML silte
SM9	5,00- 5,53	16,87 a 16,34	100	100	100	100	97	37	22	15	CL argila magra
SM9	14,50- 14,70	07,37 a 07,17	100	100	100	100	94	34	26	8	ML silte
S3	8,00- 8,90	19,02 a 18,12	100	97	97	97	83	NP	-	NP	ML silte com areia
S3	10,00- 11,00	17,02 a 16,02	100	9	7	5	3	NP	-	NP	Rocha branda
S5	5,00- 5,35	24,05 a 23,70	100	100	100	100	94	38	22	16	CL argila magra
S5	6,50- 7,50	22,55 a 21,55	100	100	100	100	88	NP	-	NP	ML silte
S5	17,00- 17,40	12,05 a 11,65	100	100	100	98	95	35	20	15	CL argila magra
S5	18,50- 19,50	10,55 a 09,55	100	81	76	70	60	NP	-	NP	ML silte arenoso c/ seixo

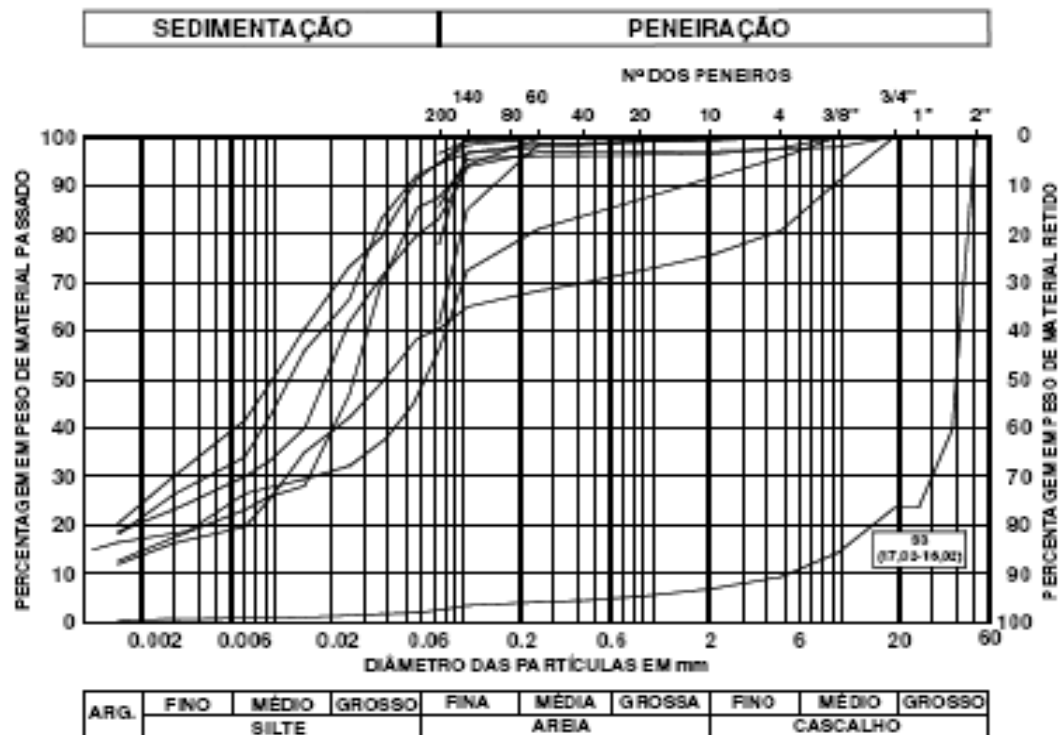


Figura 3.6 – Curvas granulométricas dos solos ensaiados (M.L., s.d.).

A análise dos resultados obtidos permitiu concluir que a amostra S3 (17,02 a 16,02) não é representativa dos solos existentes no local, tendo sido o resultado respectivo condicionado pela presença de restos de conchas fósseis. Os restantes ensaios correspondem aos solos observados e comprovam a presença predominante de solos finos, essencialmente constituídos por siltes.

Quanto à plasticidade, verifica-se que são solos que têm plasticidade média, registando-se em mais de 30% dos casos a presença de solos não plásticos.

Foram ainda determinadas, a partir de ensaios laboratoriais (Quadro 3.4), outras propriedades físicas dos solos tais como: densidade das partículas sólidas ( $G$ ), peso volúmico total ( $\gamma_t$ ), peso volúmico saturado ( $\gamma_{t\text{ sat}}$ ), peso volúmico seco ( $\gamma_d$ ), teor em água ( $w$ ), grau de saturação ( $S_r$ ), porosidade ( $n$ ) e índice de vazios ( $e$ ).

Quadro 3.4 – Outras propriedades físicas dos solos ensaiados (M.L., s.d.).

Sondagem (n.º)	Amostra		G	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{t,sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Sr (%)	n	e
	Prof. (m)	Cota								
SM7	5,00- 5,30	19,24 a 18,94	-	-		-	20,8	-	-	-
SM8	9,00- 9,24	12,07 a 11,83	2,60	-		-	23,1	-	-	-
SM9	5,00- 5,53	16,87 a 16,34	2,56	-		-	23,9	-	-	-
S3	8,00- 8,90	19,02 a 18,12	2,67	19,6	19,8	16,0	22,8	95,1	0,39	0,64
S5	5,00- 5,35	24,05 a 23,70	2,67	18,6	19,0	14,7	26,7	91,4	0,44	0,78
S5	17,0- 17,4	12,05 a 11,65	2,68	19,6	19,8	16,0	23,0	95,0	0,39	0,65

Relativamente ao teor em água, verifica-se que os solos se apresentam com um grau de saturação elevado admitindo-se mesmo que os resultados obtidos correspondam a valores por defeito, tendo-se registado uma diminuição no teor em água nas amostras após a sua recolha. Os restantes valores enquadram-se na gama de valores esperados para este tipo de solos.

### 3.6.2 – Ensaio de resistência ao corte

Para a caracterização da resistência ao corte dos solos silto-argilosos foram efectuados ensaios triaxiais, consolidados não drenados, com medição de pressões intersticiais (Quadro 3.5).

Quadro 3.5 – Resumo dos resultados de ensaios triaxiais consolidados não drenados, com medição de pressões intersticiais (M.L., s.d.).

Sondagem (n.º)	Prof. (m)	Cota	$\sigma'_c$ (kPa)	$t'$ (kPa)	$s'$ (kPa)	E (MPa)	E' (MPa)	$c'$ (kPa)	$\Phi'$ (°)
SM7	19,7- 20,3	4,54 a 3,94	400	169	372	41,0	36,4	0	33
			500	349	582	39,4	34,9		
			600	331	609	70,2	62,2		
SM8	5,0-5,6	16,07 a 15,47	100	230	435	20,5	18,2	0	30
			200	160	412	14,6	12,9		
			300	301	690	54,6	48,4		
S5	5,5-6,0	23,55 a 23,05	98	207	339	17,1	15,2	20	34
			248	236	390	15,0	13,3		
			402	437	759	83,3	73,9		
S5	17,0- 18,0	12,05 a 11,05	200	280	419	-	-	42	36
			400	493	782	82,0	72,7		
			600	777	1251	124,0	109,9		

sendo:  $t' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$   $s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$   $\nu = 0,33$

Conforme se pode observar foram considerados alguns ensaios realizados com amostras recolhidas nas sondagens (SM7, SM8 e S5) dado estar-se na presença de solos do mesmo tipo. Os resultados dos ensaios, nomeadamente, a análise dos registos gráficos permitem concluir que, às vezes, os solos exibem, quando sujeitos a acréscimos de tensão, um comportamento quase linear numa fase inicial, seguindo-se um comportamento dúctil; noutros casos esse comportamento é frágil. O relatório do dono de obra refere ainda, que relativamente ao módulo de deformabilidade verifica-se que não ocorrem, em cada provete, grandes variações desde o início do carregamento na fase de corte até à rotura.

### 3.6.3 – Ensaio edométrico

Para a caracterização da deformabilidade dos solos foram realizados ensaios de consolidação unidimensional (Quadro 3.6).

Quadro 3.6 – Resumo dos resultados dos ensaios edométricos (M.L., s.d.).

Sondagem (n.º)	Prof. (m)	Cota (m)	$\sigma'_v$ (kPa)	e	$m_v$ (kPa <sup>-1</sup> )	$E_{ed}$ (kPa)	$E'$ (kPa)
SM8	9,00 - 9,24	12,07 a 11,83	0	0,693	-	-	-
			50	0,666	$3,19 \times 10^{-4}$	3135	2116
			80	0,658	$2,58 \times 10^{-4}$	3870	2612
			160	0,643	$1,85 \times 10^{-4}$	5418	3656
			320	0,623	$1,29 \times 10^{-4}$	7739	5224
			640	0,601	$8,49 \times 10^{-5}$	11777	7949
			1280	0,575	$5,45 \times 10^{-5}$	18365	12395
SM9	5,00 - 5,53	16,87 a 15,53	0	0,795	-	-	-
			50	0,786	$1,00 \times 10^{-4}$	9972	6731
			80	0,776	$1,32 \times 10^{-4}$	7558	5101
			160	0,755	$1,39 \times 10^{-4}$	7180	4846
			320	0,696	$1,72 \times 10^{-4}$	5802	3916
			640	0,640	$1,35 \times 10^{-4}$	7412	5002
			1280	0,581	$9,31 \times 10^{-5}$	10736	7246
S3	8,00 - 8,90	19,02 a 18,02	0	0,614	-	-	-
			50	0,564	$6,20 \times 10^{-4}$	1614	1089
			100	0,546	$4,21 \times 10^{-4}$	2374	1602
			200	0,523	$2,82 \times 10^{-4}$	3547	2394
			400	0,496	$1,83 \times 10^{-4}$	5471	3693
			800	0,466	$1,15 \times 10^{-4}$	8724	5888
			1600	0,430	$7,13 \times 10^{-5}$	14035	9472
S5	17,0 - 18,0	12,05 a 11,05	0	0,629	-	-	-
			50	0,606	$9,91 \times 10^{-5}$	10088	6808
			100	0,599	$9,29 \times 10^{-5}$	10760	7262
			200	0,588	$8,05 \times 10^{-5}$	12415	8379
			400	0,576	$5,89 \times 10^{-5}$	16989	11467
			800	0,561	$4,10 \times 10^{-5}$	24362	16443
			1600	0,540	$2,87 \times 10^{-5}$	34897	23553

para  $v = 0,33$ 

Verificou-se que os índices de vazios iniciais se encontram entre 0,641 e 0,795, correspondendo desse modo, o maior índice à amostra recolhida mais à superfície.

### 3.6.4 – Análises químicas de água

Tendo em atenção a acção da água no solo sobre as estruturas a construir procedeu-se à realização de um ensaio sobre uma amostra de água colhida no piezómetro instalado na sondagem S2. À semelhança do registado noutros locais ribeirinhos, onde se localizam estruturas do Metropolitano de Lisboa, a água tem um pH elevado e é incrustante (M.L., s.d.).

## 3.7 – SOLUÇÕES DE PROJECTO

Na solução de projecto foi estipulada a execução de melhoramento de terrenos. A utilização de *jet* teve como função o reforço dos hasteais e abóbada do túnel, na zona de passagem junto às fundações do viaduto sob a Rua João Pinto Ribeiro, em Moscavide. O tratamento foi projectado uma vez que o túnel iria passar junto do pilar 4 do referido viaduto. Em projecto foi ainda deliberado que a implantação das colunas de *jet*, com Ø 500 mm, sofreria variações de inclinação e de comprimento ao longo da abóbada do túnel (Fig. 3.7). No desenho de projecto (Anexo I) é possível verificar que a inclinação das colunas com a vertical variava entre 15°, nos hasteais, e 5°, na abóbada; o respectivo comprimento de furação oscilava entre 16,90 m, nos hasteais, e 3,40 m, na abóbada, existindo ainda um comprimento estéril, em todas as colunas, preenchido pela calda existente no circuito de injeção. A resistência esperada, do material de *jet*, para o ensaio à compressão uniaxial era de 2MPa, com módulo de deformabilidade de 3GPa.

Os parâmetros estipulados em projecto foram validados em obra através da execução de 3 colunas teste (Tecnasol – FGE, 2008). O resumo dos parâmetros adoptados e total de metros de *jet* executados estão indicados no Quadro 3.7.

Quadro 3.7 – Parâmetros adoptados e total de metros de *jet* executados.

Parâmetros de furação e de <i>jet</i>	
Sistemas de <i>jet</i>	Tipo I
Pressão de furação (MPa)	25
Pressão de injeção (MPa)	40
Diâmetro do injector (mm)	3,5
Velocidade de subida (cm/min)	40
Densidade da calda	1,43
Passo (cm)	4
A/C	0,8
Total de metros de furação (ml)	14350
Total de metros de colunas de <i>jet</i> ( $m^3$ )	1250

### 3.7.1 – Materiais e equipamentos

Os materiais e equipamentos utilizados em obra estavam divididos por duas zonas distintas; o estaleiro e a frente de trabalho. A central de produção de calda de cimento encontrava-se no estaleiro e todo o equipamento de furação e injeção estava no local de tratamento, Interferência 7 A. A ligação entre estes dois pontos era feita através de tubagem. Descrevem-se, seguidamente, as características dos equipamentos utilizados.

#### Estaleiro:

- Silo com capacidade para 60 toneladas de cimento (Fig. 3.8).
- Central misturadora, para misturar o cimento e a água na proporção adequada à injeção de substituição a pressão elevada (Fig. 3.9).



Figura 3.8 – Silo de cimento.



Figura 3.9 – Central misturadora.

- Reservatório de calda com capacidade de  $1,930 \text{ m}^3$ , para fornecer calda à bomba de injeção (Fig. 3.10).





Figura 3.10 – Reservatório de calda.

- Central de bombagem composta por: 1 motor; 3 pistões; caixa de 5 velocidades para definir as velocidades de rotação durante a furação e injeção; manómetro de pressão de água e calda; uma mangueira de 2 polegadas, que faz a ligação entre a bomba e a central; 1 mangueira de 2' ¼ polegada, que faz a ligação entre a bomba e a máquina de injeção (Fig. 3.11).



Figura 3.11 – Central de bombagem.

Interferência 7 A:

- Máquina de furação/injecção Pacchiosi 1500 vertical (Fig. 3.12).



Figura 3.12 – Pacchiosi 1500 vertical.

- Jean Lutz, programa e dispositivo (LT3) de controlo de injecção incorporado na máquina com registo da seguinte informação (Fig.3.13):
  - Pressão de furação;
  - Profundidade de furação;
  - Pressão de injecção;
  - Passo/velocidade de subida;
  - Velocidade de avanço;
  - Caudal injectado.

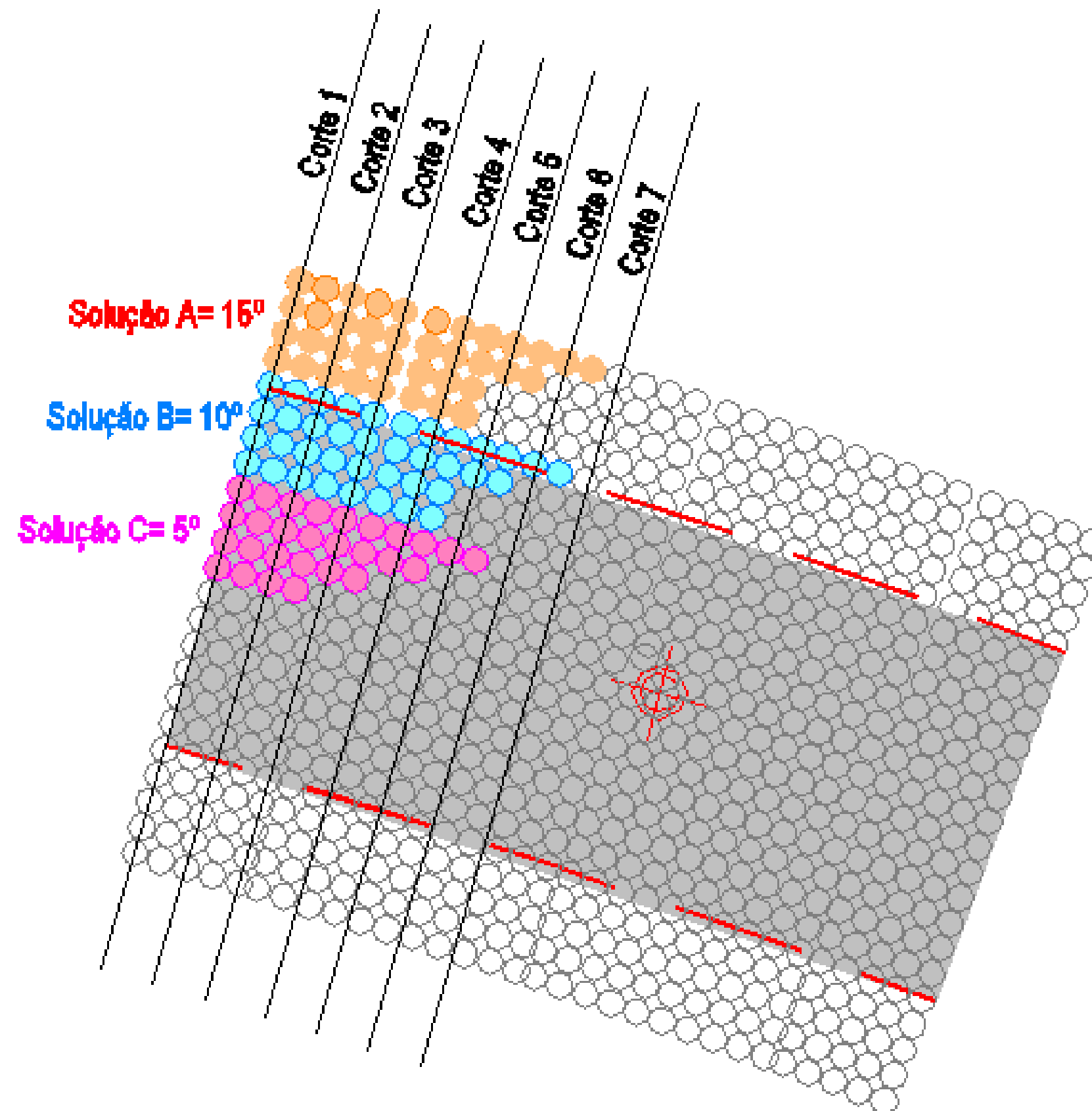


Figura 3.7 – Planta de projecto de *jet* e disposição das colunas (ML/Ferconsult, s.d.), sem escala.





Figura 3.13 – LT3.

- Varas com 2 m, 3 m, 8 m e 12 m, todas com um diâmetro de 90 mm (Fig. 3.14).



Figura 3.14 – Varas.

- Trialeta, ferramenta para furação destrutiva, à rotação, em solo (Fig. 3.15).

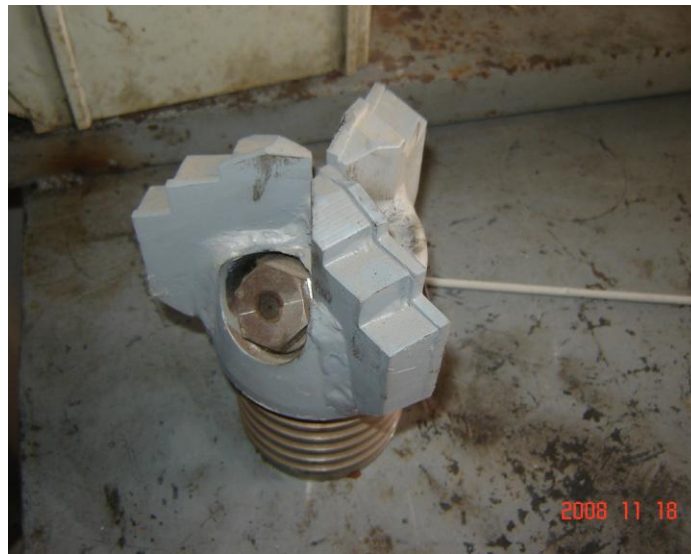


Figura 3.15 – Trialeta.

### 3.7.2 – Procedimentos executivos

Para o correcto desenrolar dos trabalhos foi necessário preconizar procedimentos executivos adequados ao tipo de trabalho a realizar, que foram definidos pelo subempreiteiro (Sondagens Rodio Lda.) e que se descriminam seguidamente.

#### *1º Planeamento de furação*

A execução de um planeamento de furação é fundamental para que o tratamento por injeção seja eficaz. Para isso, as colunas de *jet* foram efectuadas conforme o esquema da Figura 3.16. Faseadamente, executaram-se as colunas com o número de 1 a 3.

Este faseamento tem o objectivo de dar tempo de presa à calda de cimento e, simultaneamente, dar descanso ao terreno tratado.



Figura 3.16 – Plano de furação adoptado (1 – furo primário, 2 – furo secundário, 3 – furo terciário).

## 2ª Sequência executiva Interferência 7A

O procedimento de furação foi o seguinte:

- Posicionamento da máquina (Fig. 3.17): foi realizado através do eixo da máquina com dois alinhamentos do respectivo furo; as inclinações dos furos foram verificadas por um nível electrónico, sendo os dados fornecidos pela topografia.
- Furação: foi executada com recurso à Pacchiosi 1500 vertical, composta por varas e trialeta. A perfuração foi efectuada combinando a acção rotativa da trialeta com a água que saia pelo injector a uma pressão de 25 MPa. A água tinha a função de arrefecimento da trialeta e limpeza do furo.
- Injecção a alta pressão: a bombagem da calda foi realizada desde a bomba de alta pressão até ao equipamento de furação através de mangueiras de 2' ¼ polegadas de diâmetro, a uma pressão de 40 MPa. A calda foi, então, injectada através de um injector de diâmetro 3,5 mm no terreno, com extracção controlada na coluna de rotação. O refluxo ou desperdícios da injecção foram direccionados para um poço de decantação, de onde eram removidos com auxílio de uma giratória.





Figura 3.17 – Posicionamento da máquina.

### 3.7.3 – Plano de observação

O plano de observação implementado na Interferência 7A foi uma ferramenta fundamental na prevenção e gestão de riscos, tendo como objectivo garantir a realização, em condições de segurança, dos trabalhos relativos de *jet grouting*, bem como a análise do comportamento das estruturas e infra-estruturas vizinhas, durante a execução da obra.

Este plano contemplou a leitura dos dispositivos, durante e após os trabalhos relativos à Interferência 7A, sendo que foi implementado nas estruturas vizinhas e no pilar 4 do viaduto existente. A instrumentação adoptada foi a seguinte (Fig. 3.18 e 3.19):

- Alvos topográficos (A1 e A2);
- Régua (R1);
- Marcas de nivelamento (M1, M2 e M3).



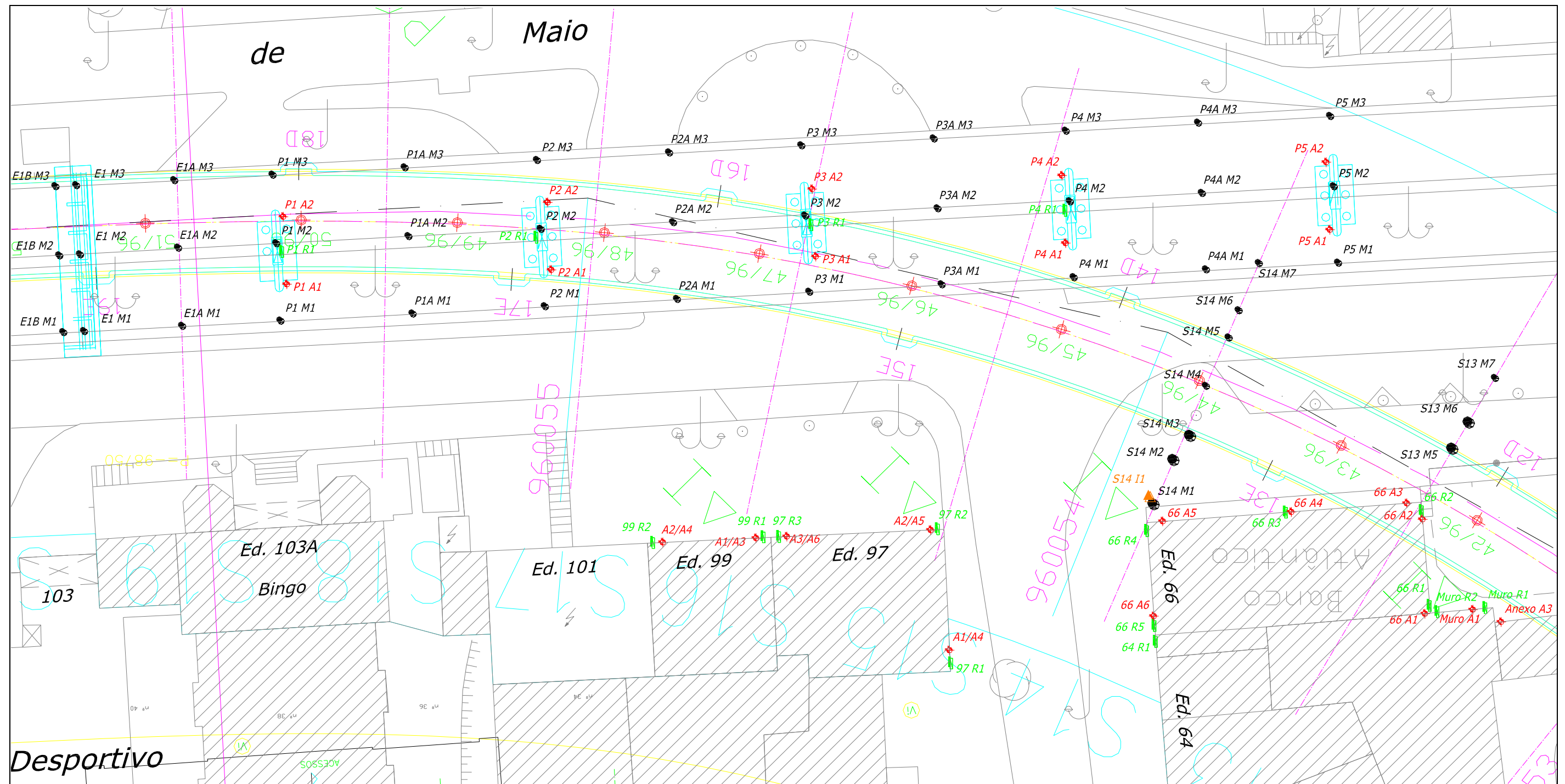
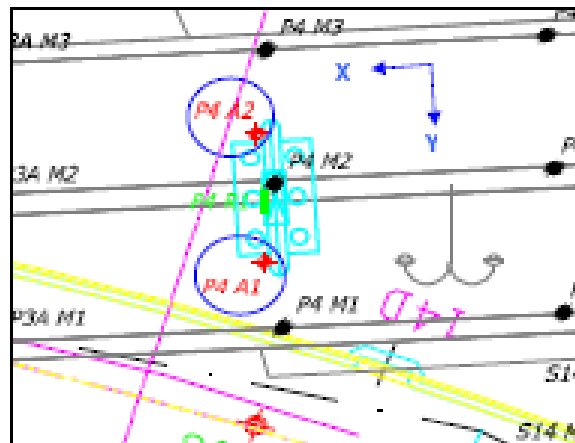


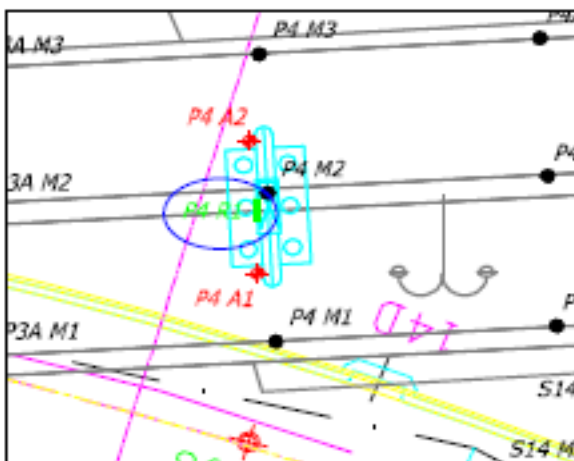
Figura 3.18 – Planta de localização dos instrumentos de monitorização: régua (P4 R1); marcas de nivelamento (P4 M1, P4 M2 e P4 M3); alvos topográficos (P4 A1 e P4 A2), (ML/Ferconsult, 2008), sem escala.



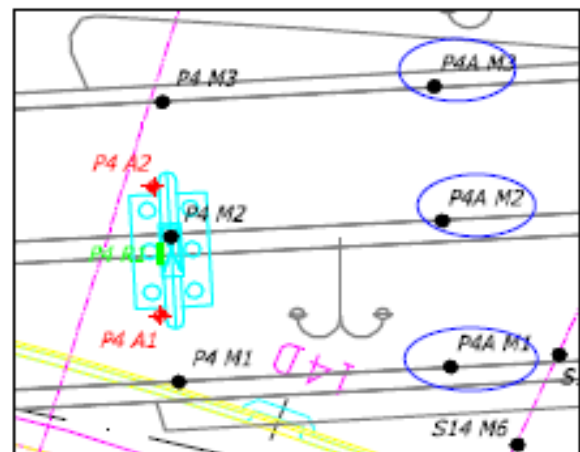
A frequência de leituras, durante os trabalhos de *jet*, foi de três vezes por semana, passando a diárias a partir do momento em que a frente de escavação do túnel se encontrava a 8 m da Interferência, sendo os resultados apresentados sobre forma gráfica para interpretação e análise.



a)



b)



c)

Figura 3.19 – Plantas da instrumentação utilizada, sem escala: a) alvos topográficos (P4 A1 e P4 A2); b) régua (P4 R1); c) marcas de nivelamento (P4 M1, P4 M2 e P4 M3), (ML/Ferconsult, 2008).

Nas Figuras 3.20 e 3.21 observam-se os deslocamentos registados nos alvos topográficos, sendo que os registos foram realizados em três direcções.

No alvo A1 o assentamento máximo foi, aproximadamente, de 4,0 mm, o que não foi relevante em relação aos trabalhos efectuados. O mesmo sucedeu com

os empolamentos, registando-se um máximo de 3,0 mm. Já no alvo A2 o registo máximo de assentamento foi de 4,5 mm, e de 2,7 mm de empolamento, o que também não se considerou preocupante, visto que na maior parte do tempo se manteve constante.

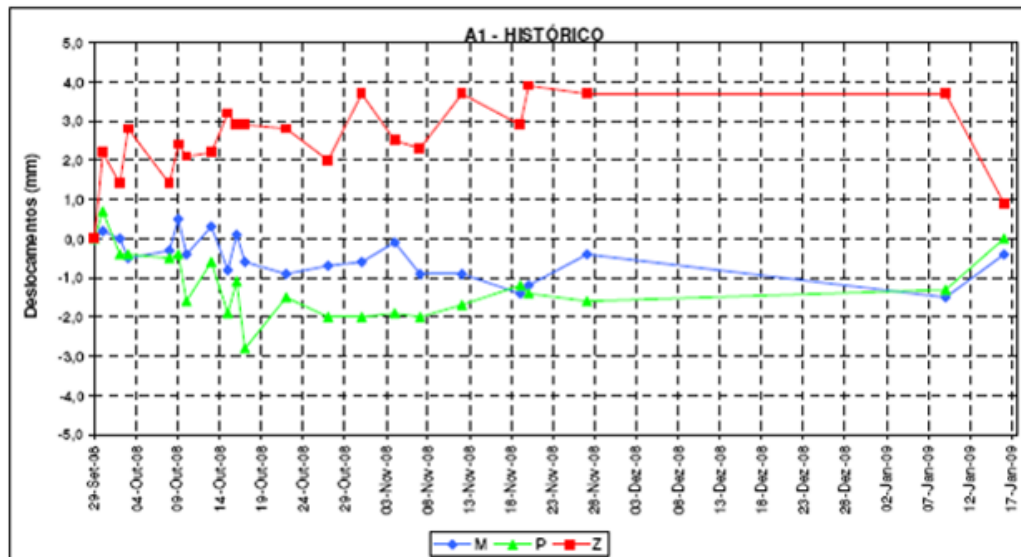


Figura 3.20 – Registo de deslocamentos verificados no alvo A1 (ML/Ferconsult, 2008).

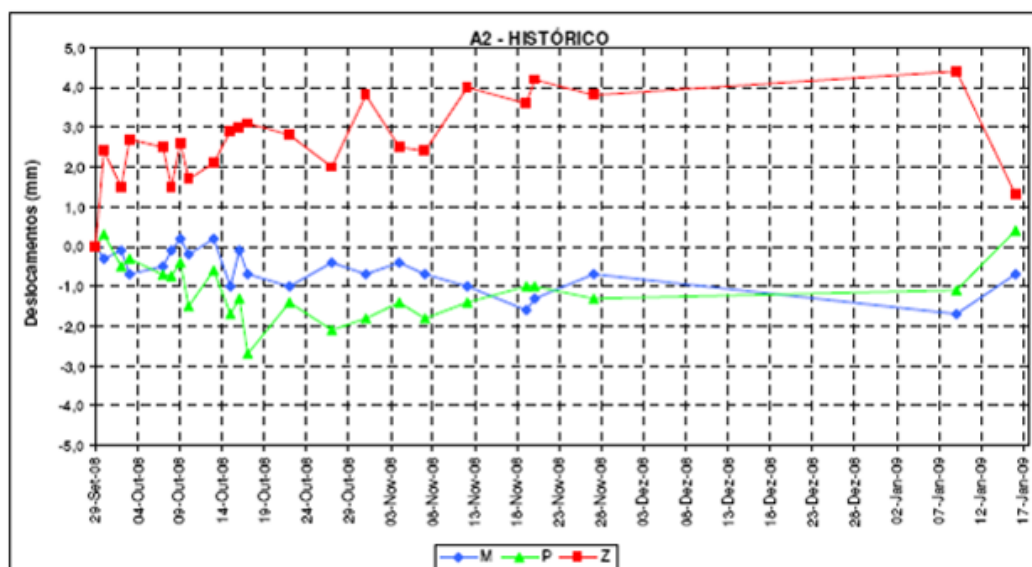


Figura 3.21 – Registo de deslocamentos verificados no alvo A2 (ML/Ferconsult, 2008).

Na régua do viaduto, pilar 4 (Fig.3.18), os assentamentos máximos ocorridos foram de, aproximadamente, 4,5 mm, isto é, pouco significativos (Fig. 3.22).

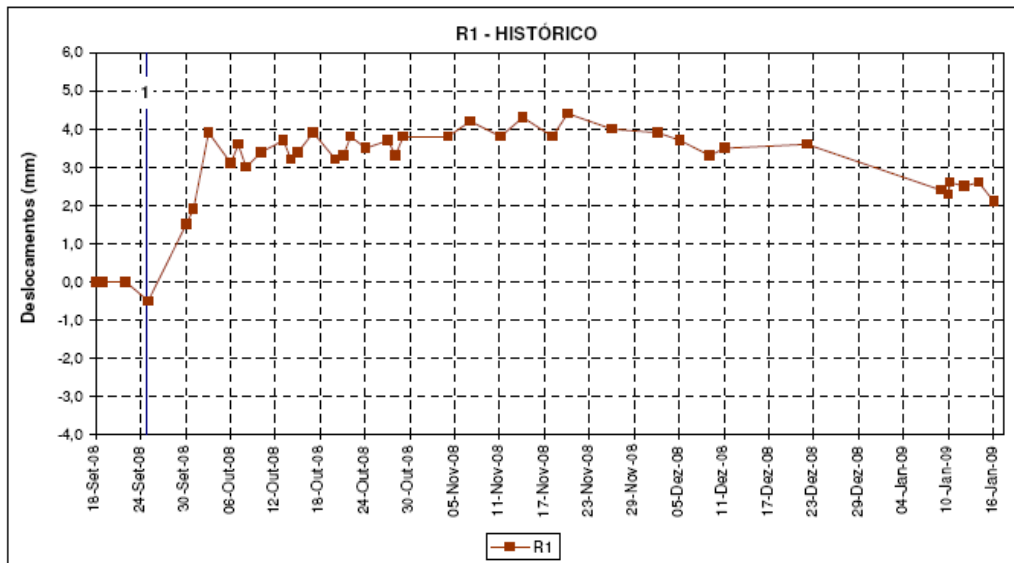


Figura 3.22 – Registo de deslocamentos verificados na régua no pilar 4 do viaduto (ML/Ferconsult, 2008).

Por fim, as marcas topográficas (PM1, PM2 e PM3) para medições dos deslocamentos à superfície, registaram leituras de movimentos que não foram significativos (Fig. 3.23), tendo atingido um máximo de, aproximadamente, 3 mm de assentamento (PM1). O registo de empolamentos foi praticamente nulo.

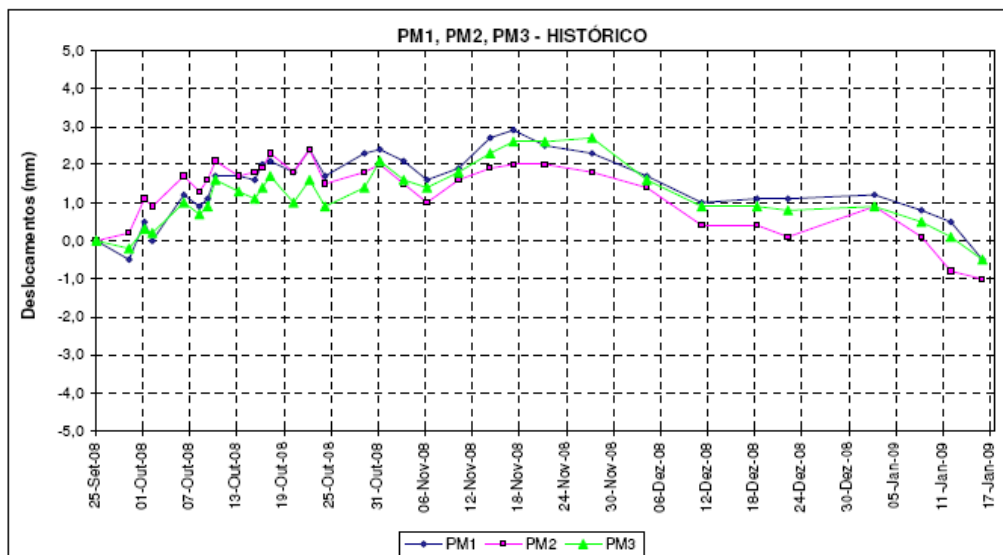


Figura 3.23 – Registo de deslocamentos à superfície (ML/Ferconsult, 2008).

Na Figura 3.24 apresenta-se a variação no registo dos deslocamentos superficiais diários. Pode observar-se que quase não ocorreram movimentos significativos, tendo sido o assentamento máximo diário registado de, aproximadamente, 1,8 mm no dia 12-01-2009 às 9:00, sendo que esta ocorrência já estava relacionada com o avanço da escavação do túnel.

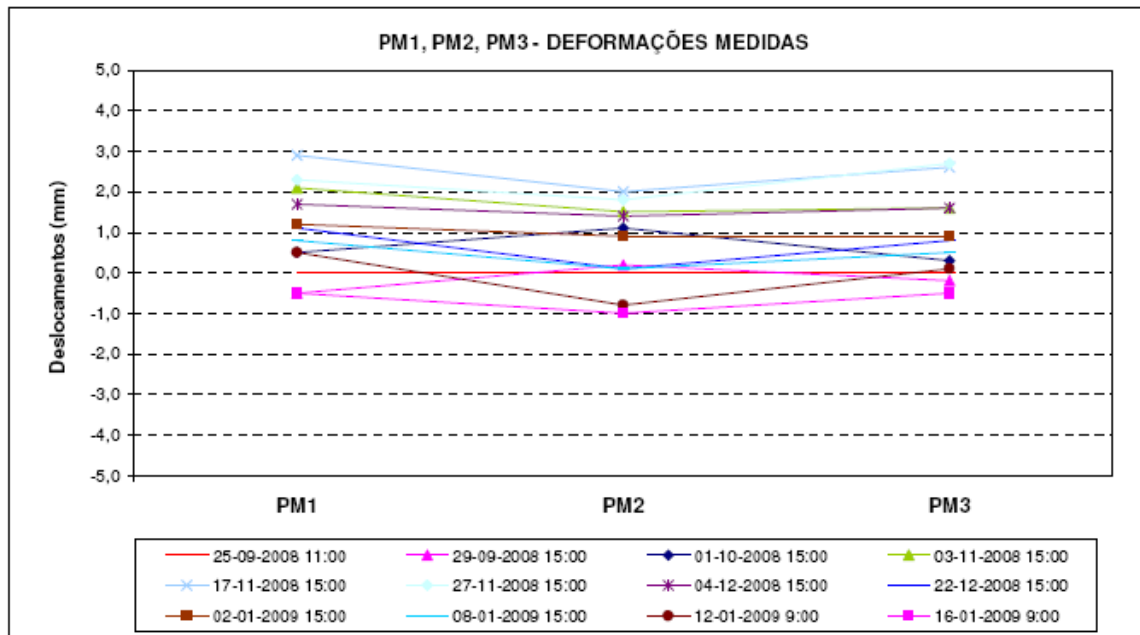


Figura 3.24 – Registo de deslocamentos (ML/Ferconsult, 2008).

Os empolamentos registados foram quase nulos, sendo o valor maior obtido de 1,0 mm, no dia 16-01-2009 às 9:00. Todas as leituras executadas demonstraram que a execução de melhoramento de terrenos através de *jet grouting* não provocou qualquer tipo de deslocamentos significativos para a empreitada.

## CAPITULO 4 – CONTROLO DE QUALIDADE EM OBRA

### 4.1 – ENQUADRAMENTO

A técnica de melhoramento de terrenos através de *jet grouting* é dos métodos mais complexos e exigentes, sendo que a sua execução deve ser da responsabilidade de técnicos especializados e com experiência.

A garantia de qualidade nos trabalhos a executar está dependente de vários factores. Um bom planeamento de pré-execução, de execução e pós-execução são fundamentais para que o tratamento/reforço cumpra o estipulado em projecto. Para isso, é necessário executar colunas teste para validar o dimensionado de projecto, ou adaptá-lo às condições reais do terreno. Essa validação é efectuada através da avaliação dos parâmetros de *jet* experimentais (número de injectores, pressão de injeção, velocidade de rotação e de subida, etc.). Outros parâmetros controlados são os consumos de cimento e água, nomeadamente nas actividades de perfuração e de injeção. Todos eles foram conferidos e registados, pelo autor, em “partes diárias” de obra, como se especifica adiante.

No caso prático acompanhado, foram realizadas numa primeira fase três colunas pela empresa Tecnasol – FGE, com o objectivo de validar os parâmetros definidos em projecto.

Posteriormente à execução das colunas de *jet* definitivas e no âmbito da presente dissertação, foi realizada uma coluna teste (C2) pela empresa Sondagens Rodio Lda., no eixo do túnel a escavar, na Interferência 7A, com o objectivo de validar os parâmetros de execução a uma profundidade elevada (aproximadamente 20 m), efectuar inspecção visual da coluna após a respectiva escavação e recolher tarolos da mesma para obter provetes a submeter a ensaios à compressão uniaxial em laboratório. Pretendeu-se, também, comparar os diâmetros obtidos entre a coluna C1 (ensaio de parametrização inicial), executada em solos de menor compacidade ( $N_{SPT} \sim 23$ ,

sondagens S2 e S2A) e a coluna C2, aproveitando para validar os pressupostos de projecto a profundidades mais elevadas e em terrenos de maior resistência ( $N_{SPT} > 60$ ).

#### 4.2 – ENSAIO DE PARAMETRIZAÇÃO DE JET GROUTING – COLUNA DE ENSAIO INICIAL (C1)

Foi realizado um campo de ensaios prévio, constituído por 3 colunas (A, B e C) para verificação dos parâmetros a utilizar. O objectivo era obter colunas de *jet grouting* com o diâmetro aproximado de 500 mm, resistência à compressão uniaxial de 2MPa e módulo de deformabilidade de 3GPa, valores previstos em projecto para o solo-cimento.

Os parâmetros testados (Quadro 4.1) foram escolhidos com base na análise das sondagens realizadas (S2 e S2A) na área de influência do PA 96. Às profundidades ensaiadas foram apenas identificadas as Areolas de Braço de Prata ( $M_{Vlla}$ ).

Quadro 4.1 – Parâmetros testados na execução dos ensaios de parametrização (Aerometro ACE, 2008).

Parâmetro	Colunas Ø 500mm – jet tipo 1		
	A	B	C
Diâmetro injector (mm)	4,0	3,5	3,5
Pressão (MPa)	35	40	30
Calda (C/A)	0,8/1	0,8/1	0,8/1
Densidade da calda	1,43	1,43	1,43
Tempo (s)	5	6	7
Passo (cm)	4	4	4
Cimento (kg/ml)	230	230	230
Cimento (kg/ m <sup>3</sup> )	1171	1171	1171

O equipamento utilizado era constituído por: máquina de perfuração, vara de *jet grouting* tipo 1 – Ø 76mm, motobomba de alta pressão, central de mistura e silo de cimento. Utilizou-se ainda cimento granel tipo II 42,5R.



Após a escavação e visualização das colunas de ensaio, foram recolhidos provetes para determinar o módulo de deformabilidade e resistência à rotura em compressão uniaxial. Os resultados obtidos apresentam-se no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Módulos de deformabilidade e resistência à rotura das colunas A, B e C (Aerometro ACE, 2008).

Identificação dos provetes	Prof. (m)	E (GPa)	$\sigma_r$ (MPa)
Amostra A1 – coluna A	6,50	-	4,40
Amostra A2 – coluna A	1,50	9,70	7,50
Amostra B1 – coluna B	6,50	3,20	3,40
Amostra B2 – coluna B	1,50	6,60	7,50
Amostra B3 – coluna B	1,00	2,00	1,40
Amostra C1 – coluna C	6,50	8,20	8,20

Face aos resultados obtidos, os parâmetros testados na coluna “B” foram escolhidos como parâmetro executivo por se terem considerado os mais adequados ao tratamento dos solos em referência. Esta parametrização foi adoptada para os trabalhos de *jet grouting* do troço 96, onde se inclui a Interferência 7A.

Os parâmetros e as características da coluna “B”, escolhida para a fase de execução, são adiante referidos por “coluna de ensaio de parametrização inicial, C1”.

#### 4.3 – COLUNA DE JET GROUTING *IN SITU* – ENSAIO DE EFECTIVIDADE (C2)

No âmbito da presente dissertação e após acordo entre o dono de obra (Metropolitano de Lisboa), empreiteiro geral (Aerometro ACE) e o subempreiteiro (Sondagens Rodio Lda.), foi executada uma nova coluna teste C2, para avaliação da efectividade dos parâmetros executivos (características da coluna C1) à profundidade do desenvolvimento do túnel (20 m).

Assim, foi proposta a execução de uma coluna isolada, vertical, executada entre as profundidades de 16 a 21 m, de modo a interceptar a escavação do túnel, passando pelo seu eixo (Fig. 4.1).

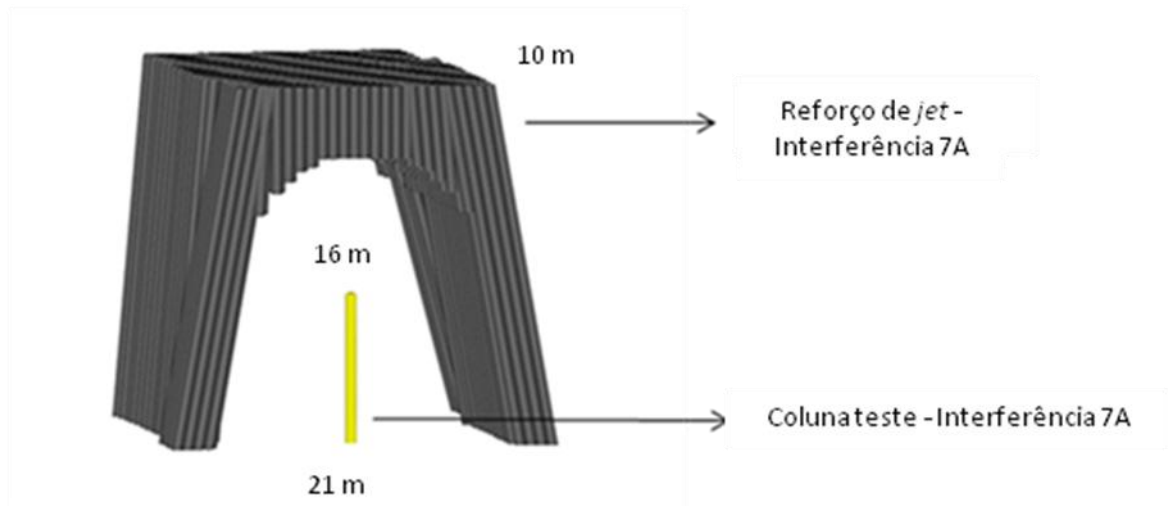


Figura 4.1 – Esquema da localização da coluna teste C2 executada na Interferência 7A, sem escala.

#### 4.3.1 – Equipamentos

Os equipamentos utilizados para a execução do ensaio foram:

- Máquina de perfuração Pachiosi 1500 vertical;
- Vara de *jet grouting* tipo 1, diâmetro de 90 mm;
- Motobomba de alta pressão – SOILMEC 500J;
- Central de mistura;
- Silo de cimento.

Os materiais necessários para a sua execução foram os seguintes:

- Cimento granel tipo II 42,5R;
- Colorante de calda de cimento (SIKA ADDIMENT EH1, Pó castanho claro).

### 4.3.2 – Procedimentos executivos

O faseamento executivo da coluna C2 foi o seguinte:

- a) Preparação da frente de trabalho – a coluna de ensaio foi executada a partir da plataforma da denominada Interferência 7A, aproximadamente à profundidade de 21 m. A equipa de topografia implantou a coluna de ensaio no eixo do túnel de modo a que, durante a escavação, esta fosse de fácil localização.
- b) Perfuração – após posicionamento do equipamento e verificação do seu alinhamento vertical, realizou-se a furação à rotação com recurso a trialeta de 110 mm, com varas de *jet grouting* tipo 1 ( $\varnothing$  90 mm), recorrendo à água como fluido de limpeza e arrefecimento.
- c) Injecção de pressão elevada – uma vez alcançada a cota prevista como fundo da perfuração, foi iniciada a injecção a alta pressão entre as cotas previstas para a coluna de ensaio, de acordo com parâmetros definidos no Quadro 4.3. A calda de cimento injectada foi composta por água, cimento CEM tipo II 42,5R e colorante, com o objectivo de salientar a coluna dos terrenos envolventes durante a escavação.
- d) Escavação e amostragem – escavação da coluna e obtenção de provetes com o auxílio de uma caroteadora com diâmetro NX, 76 mm, para ensaiar em laboratório e determinar o módulo de deformabilidade e a resistência à rotura em compressão uniaxial.

Durante a execução desta coluna foi, também, realizado um controlo rigoroso da velocidade de subida da vara de injecção, através de um cronómetro e de pontos de referência assinalados no equipamento. Registou-se que a vara subia 50 cm em cada 1,27 minutos, o que correspondia uma velocidade média de subida de 39,37 cm/min, aproximadamente idêntica ao passo definido teoricamente e introduzido inicialmente no software Jean Lutz, LT3, de

40 cm/min. Deste modo, foi possível confirmar que este parâmetro estava de acordo com o que era pretendido.

Quadro 4.3 – Parâmetros executivos utilizados na coluna C2.

<i>jet grouting</i> tipo 1	
Parâmetros	Coluna C2
Diâmetro injectores (mm)	2,0 + 3,0
Pressão de furação (MPa)	25
Pressão de injeção (MPa)	40
Calda (C/A)	0,8/1
Densidade da calda	1,43
Tempo (s)	6
Passo (cm)	4
Cimento (kg/ml)	230
Cimento (kg/ m <sup>3</sup> )	1171

No âmbito desta fase, efectuou-se o cálculo dos consumos de cimento e água necessários, primeiro por metro de coluna e, finalmente, para o total de cinco metros da mesma (Quadro 4.4).

Quadro 4.4 – Consumos de cimento, água e calda estimados para a coluna C2.

Consumos estimados para a coluna					
Cimento (kg)		Água (kg)		Calda (l)	
/m	/5 m	/m	/5 m	/m	/5 m
230	1150	287	1437	362	1809

Todas as actividades referentes à perfuração da coluna foram registadas na “parte diária de perfuração”. Os parâmetros controlados e registados foram os seguintes:

- Diâmetro de perfuração (mm);
- Inclinação do furo (°);
- Comprimento (m).

Também as actuações referentes à injeção da coluna foram igualmente registadas na “parte diária de *jet grouting*”. Os parâmetros controlados e registados incluíram:

- Diâmetro do injector (mm);
- Pressão de furação (bar)
- Pressão de injeção (bar);
- Comprimento injectado (m);
- Quantidade de cimento injectado (kg);
- Densidade da calda de cimento (Fig. 4.2).



Figura 4.2 – Verificação da densidade da calda de cimento: utilização de uma balança Baroid.

Durante a execução da coluna C2 foi utilizado, também, como elemento de controlo adicional, o registo contínuo dos parâmetros, no dispositivo, LT3, desenvolvido pela empresa Jean Lutz, SA. No Anexo II apresentam-se os registos obtidos, que contemplaram os seguintes parâmetros: velocidade de furação (VA); velocidade de rotação das varas durante a furação (VR); pressão de furação (PC); velocidade de subida das varas (TE J); velocidade de rotação das varas durante a injeção (VR J); pressão de injeção (PC J).

#### 4.3.3 – Resultados obtidos

Durante a execução da calda de cimento fez-se a recolha de amostras da mesma, com e sem colorante (Fig. 4.3), para submeter posteriormente a

ensaios de compressão uniaxial, em laboratório, com o objectivo de verificar se existiam alterações nas características de resistência do material. Foi possível recolher três amostras de calda normal e quatro de calda com colorante.

Os ensaios à compressão uniaxial decorreram no laboratório de Geologia de Engenharia do Departamento de Ciências da Terra da FCT/UNL, numa prensa com capacidade para 1000 kN, estando os respectivos valores de resistência à rotura ( $\sigma_r$ ) no Quadro 4.5. Todos os cubos foram ensaiados após 28 dias de presa.

Os resultados obtidos são idênticos, nos cubos com e sem colorante, situando-se o valor máximo de ruptura em 10,1 MPa (cubo não colorido) e 8,8 MPa (cubo colorido) e valores médios de 9,2 MPa e 8,2 MPa, respectivamente, sem e com colorante. Assim, verificou-se que o colorante não parece ter influenciado significativamente as características de resistência à compressão uniaxial do material após 28 dias de presa.



a)



b)

Figura 4.3 – a) Colheita de calda, com e sem colorante; b) Cubos de calda com e sem colorante.

Quadro 4.5 – Resistência à rotura dos cubos de calda de cimento da coluna C2.

Amostra n.º	Aresta média (cm)	Força (kN)	$\sigma_r$ (MPa)	$\sigma_{r, \text{ médio}}$ (MPa)
1 (cinzento)	10,02	80,1	7,98	9,16
2 (cinzento)	10,09	96,1	9,44	
3 (cinzento)	10,01	101,0	10,08	
4 (colorido)	10,22	71,0	7,80	8,15
5 (colorido)	10,03	78,0	8,75	
6 (colorido)	10,02	83,0	8,30	
7 (colorido)	10,04	78,0	7,74	

Verificou-se, também, a existência de refluxo durante a injeção da calda de cimento, tendo-se registado que este estava nas condições ideais, já que era uma mistura não líquida, de calda com solo, em proporção adequada (Fig. 4.4). Apesar da norma EN12.716 aconselhar a recolha de amostras do refluxo para submeter a ensaios de laboratório (compressão uniaxial), para determinar a resistência deste material, tal não foi considerado necessário nesta situação.



Figura 4.4 – Refluxo durante a injeção da coluna C2.

A inspecção visual da coluna teste para verificação das características geométricas foi feita durante a escavação do túnel, sentido Moscavide, do troço 96. No entanto, durante a mesma escavação, foram-se verificando alterações no posicionamento do contacto entre as formações anteriormente descritas – Areolas de Braço de Prata ( $M_{Vlla}$ ) e Calcário de Marvila ( $M_{Vlc}$ ), provavelmente devido a variações laterais de espessuras, típicas destas unidades miocénicas.

Através dos levantamentos geológicos realizados em fase de obra e antes de encontrar a coluna teste C2, na frente de escavação, foi possível reconhecer as seguintes unidades (Figs. 4.5 e 4.6):

- Argilas/siltes cinzentos;
- Calcários fossilíferos (cascão).

Assim, verificou-se em obra, que a escavação do túnel em referência se desenvolvia na formação dos Calcários de Marvila, essencialmente composta por argilitos cinzentos com intercalações de calcários fossilíferos, pelo que a unidade das Areolas de Braço de Prata estava acima do tecto.

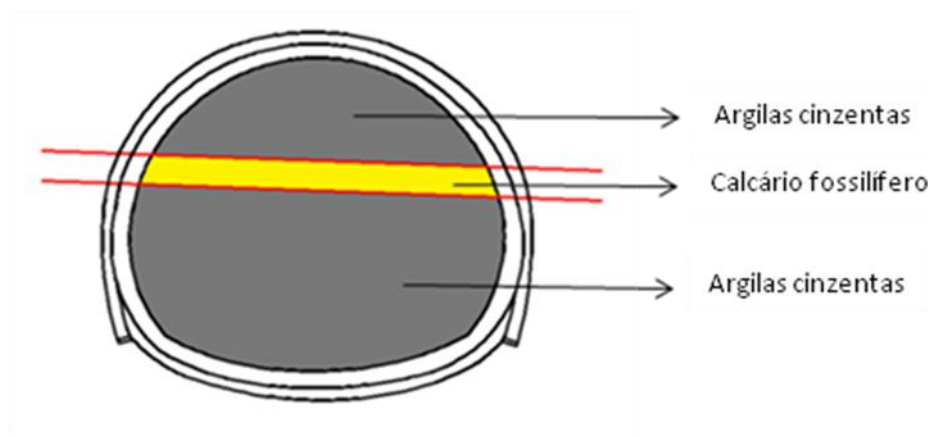


Figura 4.5 – Levantamento geológico da frente no local da coluna C2.

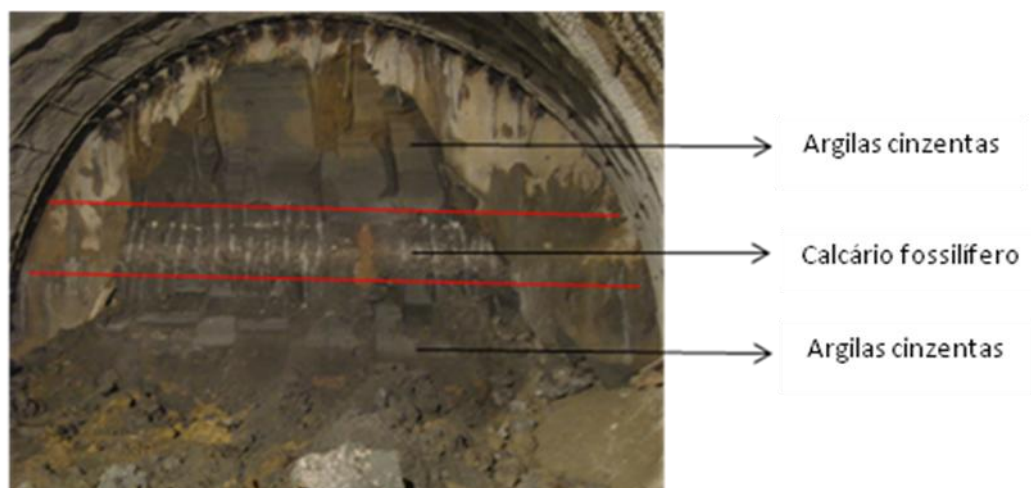


Figura 4.6 – Aspecto das litologias interessadas na zona da coluna C2.



Foi possível observar que o diâmetro da coluna variou em função da competência dos terrenos que interceptou, ou seja, na bancada calcária a coluna apresentou-se relativamente mais estreita, visto que essa unidade é mais competente por ser mais carbonatada (Figs. 4.6 e 4.7). Já na unidade subjacente, as argilas cinzentas, a coluna apresentou um diâmetro bastante superior derivado à menor competência do terreno (Fig.4.8). Assim a coluna apresentava 200 mm de diâmetro na intercalação de calcário sendo que, no estrato subjacente, mais argiloso e mais brando, o diâmetro era de 460 mm (Figs.4.9 e 4.10).



Figura 4.7 – Aspecto do diâmetro da coluna no calcário fossilífero: observar o estreitamento na região média do mesmo.



Figura 4.8 – Aspecto do aumento de diâmetro da coluna na camada inferior de argilas cinzentas.



Figura 4.9 – Coluna de *jet* no eixo do túnel.



Figura 4.10 – Verificação do diâmetro da coluna.

No Quadro 4.6 apresentam-se os diâmetros medidos nas diversas fases de escavação (Fig.4.11).

Quadro 4.6 – Diâmetros registrados durante a fase de escavação.

Coluna C2, Interferência 7A	Cota	Diâmetro (mm)	Geologia
	17,00	200	Calcário fossilífero
	19,00	370	Argilas cinzentas
	21,00	460	



Figura 4.11 – Variação nos diâmetros da coluna de ensaio.

Outro modo de confirmar a variação na resistência do terreno é através da análise dos ensaios SPT (Quadro 4.7), executados na sondagem S3 junto da coluna de ensaio C2.

Quadro 4.7 – Resultados dos ensaios SPT na sondagem S3.

Profundidade (m)	N <sub>SPT</sub>
12	60 (27cm)
13,5	60 (12cm)
15	60 (14cm)
16,5	60 (18cm)
18	60 (1 <sup>ª</sup> F/5cm)
19,5	60 (15cm)
21	60 (5cm)
22,5	60 (10cm)
24	60 (19cm)
25,5	60 (15cm)

Verifica-se que à profundidade que foi feita a coluna C2 atingiram-se valores de 'nega', o que significa que o material tinha elevada resistência à penetração dinâmica e, portanto, competência elevada.

Como referido, na coluna C2, foi possível extrair um tarolo vertical, através de caroteadora NX, de onde se obtiveram 10 provetes cilíndricos de material reforçado, sendo apresentada a descrição pormenorizada dos mesmos no Quadro 4.8.

Nas amostras 6, 7, 8, 9 e 10 não foram realizados ciclos de carga e descarga para determinar a deformabilidade, porque se pretendeu aferir inicialmente a resistência do material para definir um valor máximo de tensões a aplicar aquando dos referidos ciclos (entre 40-60% da tensão de rotura). Face ao pequeno número de amostras, aproveitaram-se estes provetes para o efeito por terem relação L/D menor que 2,0, valor mínimo recomendado pela ASTM D2938-95 (2002). O provete número 10 foi desprezado na análise de resultados devido ao seu baixo valor de L/D, bem como à heterogeneidade da sua mistura de solo-cimento e apresentar ainda uma fissura axial.

Quadro 4.8 – Características dos provetes ensaiados.

Descrição	Amostra n.º	L (mm)	L <sub>méd.</sub>	D (mm)	D <sub>méd.</sub>	L <sub>méd.</sub> /D <sub>méd.</sub>
Estrutura “homogénea”; boa mistura solo-cimento; ligeira fissura axial.	1	11,29	11,28	5,39	5,38	2,10
		11,31		5,37		
		11,25		5,38		
Estrutura “homogénea” e boa mistura solo-cimento.	2	11,63	11,62	5,40	5,40	2,15
		11,62		5,41		
		11,61		5,41		
Estrutura homogénea e boa mistura solo-cimento; no topo apresentava solo sem material aglutinante e fissura axial.	3	11,39	11,36	5,40	5,40	2,10
		11,38		5,41		
		11,33		5,41		
Estrutura homogénea e boa mistura solo-cimento.	4	10,61	10,60	5,40	5,40	2,00
		10,59		5,41		
		10,58		5,41		
Estrutura heterogénea e má mistura solo-cimento; fissura axial, separando o <i>jet</i> do solo.	5	10,72	10,70	5,40	5,41	2,00
		10,70		5,41		
		10,68		5,42		
Estrutura heterogénea e má mistura solo-cimento.	6	9,83	9,79	5,41	5,39	1,81
		9,76		5,39		
		9,78		5,37		
Estrutura homogénea e boa mistura solo-cimento.	7	9,44	9,45	5,40	5,38	1,75
		9,46		5,39		
		9,46		5,37		
Estrutura homogénea e boa mistura solo-cimento.	8	8,39	8,39	5,39	5,40	1,60
		8,40		5,40		
		8,39		5,41		
Estrutura homogénea e boa mistura solo-cimento.	9	8,30	8,31	5,39	5,38	1,54
		8,31		5,38		
		8,32		5,38		
Estrutura heterogénea e má mistura solo-cimento; fissura axial.	10	7,75	7,74	5,37	5,37	1,44
		7,74		5,38		
		7,74		5,38		

Os restantes provetes foram submetidos a dois ciclos de carga e descarga, seguido de outro de carga contínua crescente até que ocorresse a rotura. As cargas e descargas foram aplicadas por incrementos de tensão e nesses incrementos foram registadas as deformações axiais nos provetes. Os provetes foram ensaiados numa prensa com capacidade até 30 kN, equipada com sistemas rotulados que garantiam a axialidade das cargas, e com sistema de controlo de velocidade de aplicação das forças. As deformações axiais foram medidas com a exactidão de 1  $\mu\text{m}$  por meio de deflectómetro mecânico com base de medição de 100 mm. Estes ensaios foram executados no Centro de Estudos de Geologia e Geotecnia de Santo André (CEGSA). Todos os provetes foram ensaiados após 28 dias de presa.

As curvas tensões-deformações para cada um dos provetes ensaiados são apresentados nas Figuras 4.12 a 4.16.

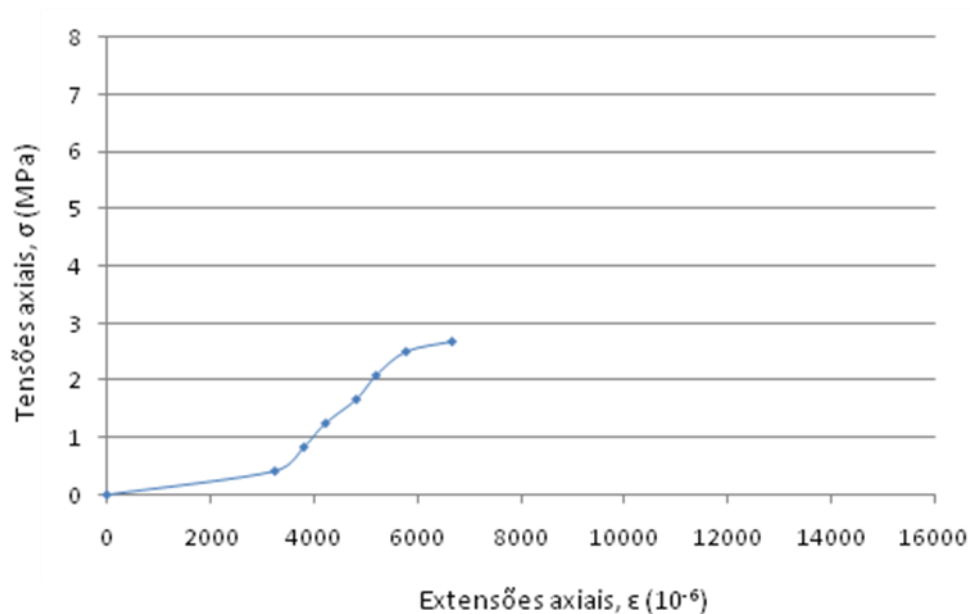


Figura 4.12 – Curva tensão-deformação para o provete 1.

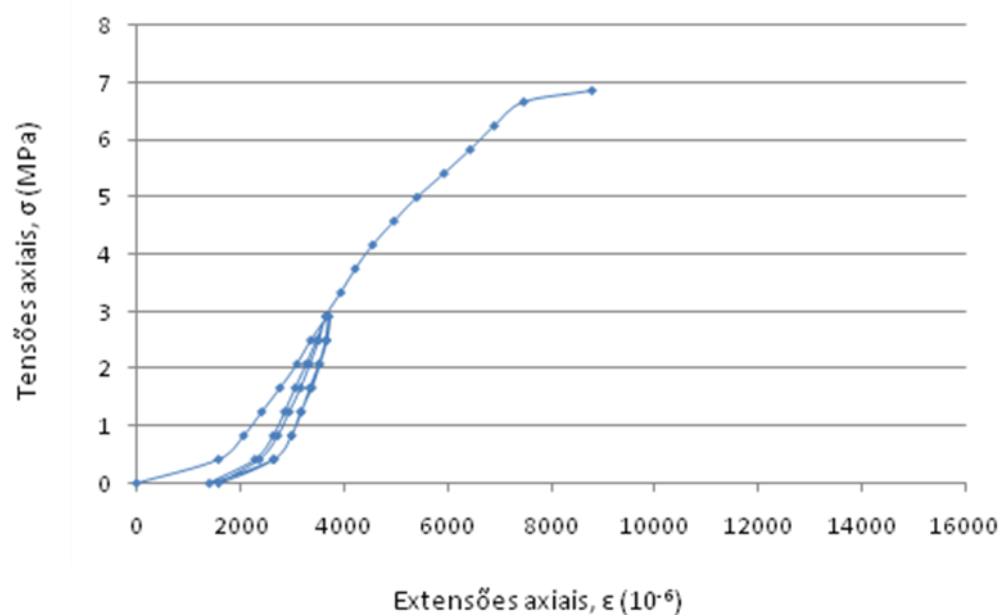


Figura 4.13 – Curva tensão-deformação para o provete 2.

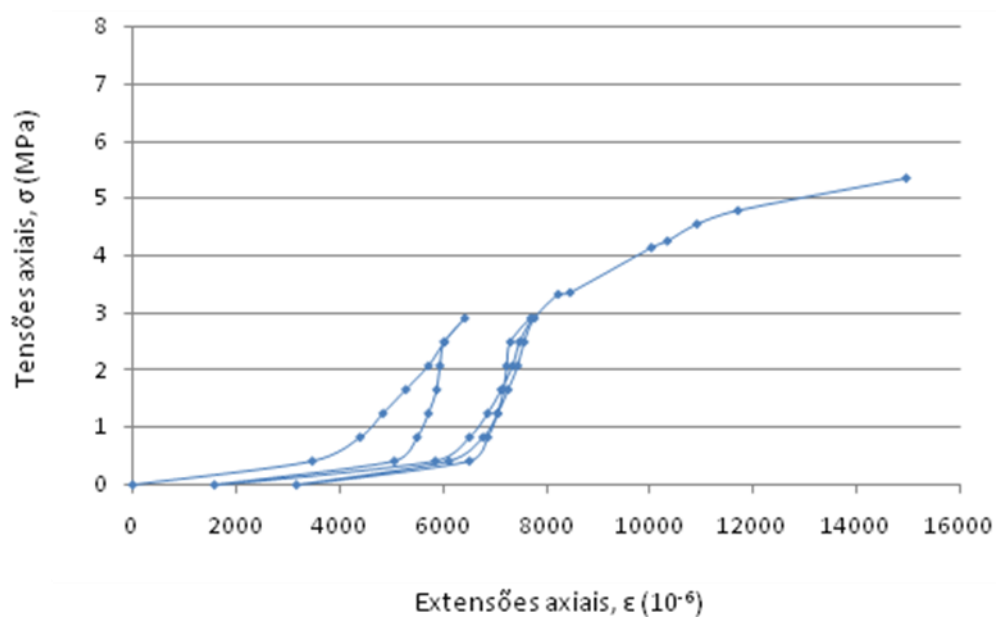


Figura 4.14 – Curva tensão-deformação para o provete 3.

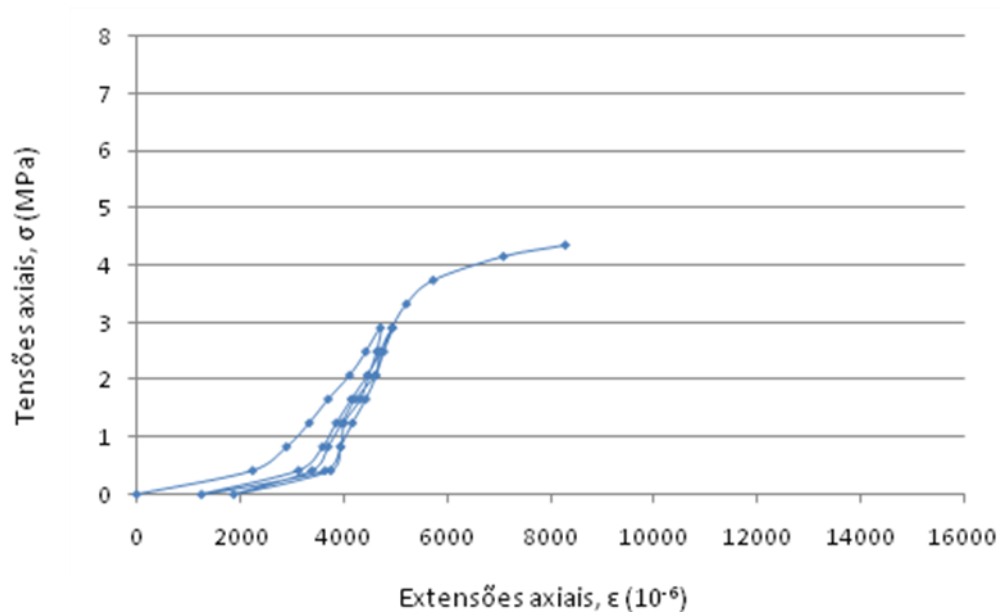


Figura 4.15 – Curva tensão-deformação para o provete 4.

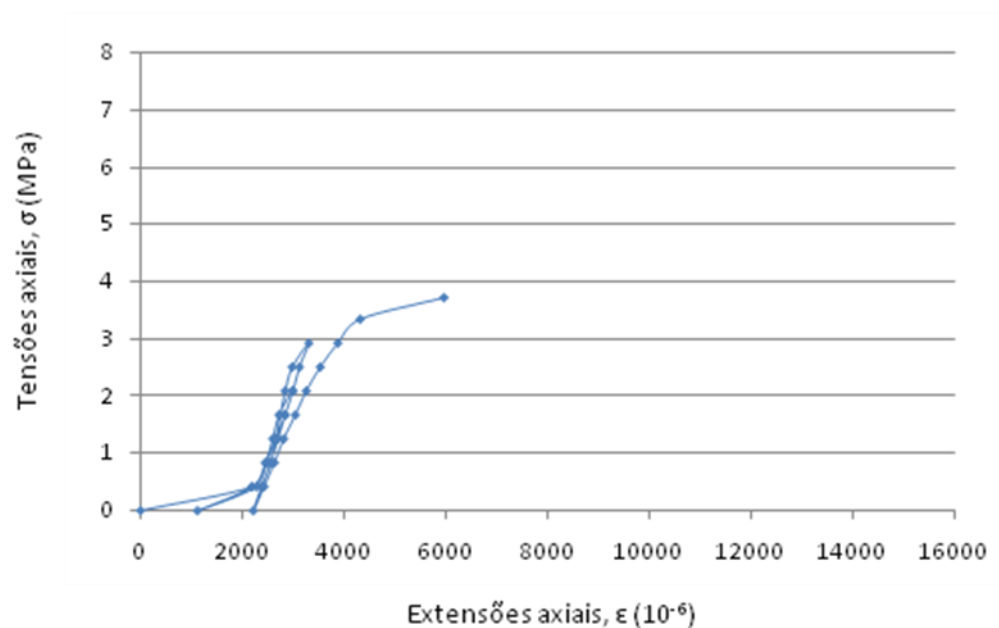


Figura 4.16 – Curva tensão-deformação para o provete 5.

Face ao comportamento verificado nos diagramas tensões-extensões, é possível definir, nas amostras 2 a 5, três trechos ao longo da curva: um trecho inicial, de recompressão, a que se segue um trecho “elástico” e, finalmente, a transição para o comportamento mais “plástico”.



Deste modo, definiram-se vários módulos de deformabilidade para tentar contemplar os diferentes comportamentos do material ao longo dos níveis de tensão aplicada (ASTM D3148-96, 2002). O trecho inicial de recompressão foi desprezado, bem como o resultado do primeiro ciclo. Foram definidos módulos de deformabilidade secantes ( $E_s$ ) no trecho “plástico” e médio ( $E_m$ ) no trecho “elástico”. No Quadro 4.9 apresentam-se os valores determinados para todos os provetes e, no Quadro 4.10 uma síntese dos valores máximos, médios e mínimos do módulo de deformabilidade.

A análise de resultados permite efectuar os seguintes comentários:

- a) No provete 1, não foi possível realizar os ciclos de carga e descarga devido à sua rotura prematura, a uma tensão de 2,7 MPa (Fig.4.17), certamente associada à presença de uma pequena fissura axial, que condicionou fortemente a sua resistência;
- b) No provete 5, ocorreu o mesmo fenómeno de rotura prematura, mas neste caso devido a uma mistura deficiente de solo-cimento (Fig. 4.18); a rotura neste caso ocorreu a uma tensão de 3,69 MPa;
- c) O comportamento dos cinco provetes é idêntico no trecho “elástico”, atingindo-se em regra a transição para o comportamento “plástico” cerca dos 3 MPa;
- d) No provete 4, que exhibe uma boa mistura e com uma tensão de rotura da ordem de 4,4 MPa, há uma transição rápida entre o domínio “elástico” e “plástico”, antes da rotura, pelo que só se calculou o módulo secante.

Quadro 4.9 – Módulos de deformabilidade e resistência à rotura para os provetes ensaiados.

Amostra n.º	Módulo de deformabilidade			$\sigma_r$ (MPa)
	$E_{\text{médio}}$ (GPa)	$E_{Si}$ (GPa)	$E_{Sf}$ (GPa)	
1	0,940	-	0,203	2,67
2	2,19	1,00	0,152	6,86
3	2,73	0,391	0,172	5,36
4	1,76	-	0,243	4,36
5	2,22	1,16	0,230	3,69
6	-	-	-	2,55
7	-	-	-	4,91
8	-	-	-	4,34
9	-	-	-	9,44

$E_{Si}$  – módulo de deformabilidade secante no trecho plástico inicial;

$E_{Sf}$  – módulo de deformabilidade secante na rotura.

Quadro 4.10 – Síntese dos módulos de deformabilidade determinados.

$E_{\text{médio}}$ (GPa)	Desvio padrão	$E_{Sf}$ (GPa)	Desvio padrão	$\sigma_r$ médio (MPa)	$\sigma_r$ min. (MPa)	$\sigma_r$ max. (MPa)	Desvio padrão
2,0	0,7	0,9	0,4	4,9	2,6	9,4	2,2

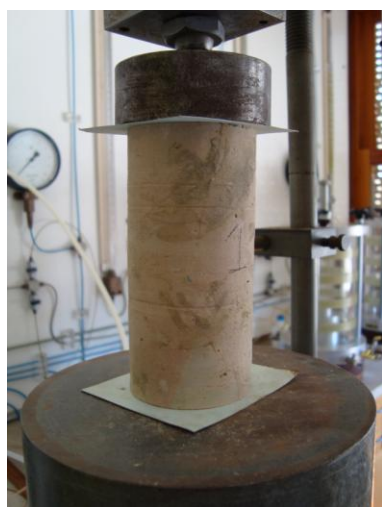


Figura 4.17 – Provette 1 na prensa de ensaio.



Figura 4.18 – Aspecto do provete 5.

#### 4.4 – CONCLUSÕES

Com a realização da coluna de teste C2 foi possível testar e verificar os parâmetros de *jet grouting* a uma profundidade superior à coluna de parametrização e em terrenos mais finos e/ou carbonatados que a coluna C1. Na Figura 4.19 verifica-se que a coluna C1 foi executada a uma profundidade, máxima, de 6,5 m, onde os valores de  $N_{SPT}$  são ainda bastante reduzidos (média de 23 pancadas). Já a coluna C2 foi realizada entre 16 e 21 m de profundidade, com registos de  $N_{SPT}$  atingindo sempre a ‘nega’.

Os resultados permitem aferir que, como seria de esperar, a coluna de *jet* C2 aumenta ou diminui de diâmetro em função do tipo de terreno interessado e da sua resistência. Por isso mesmo, obteve-se maior diâmetro em zonas menos competentes, como foi o caso das argilas cinzentas (460 mm), do que numa intercalação de calcário, com resistência mais elevada (200 mm).

Assim pode concluir-se que, como seria de esperar, os diâmetros obtidos nas colunas de *jet* são sensíveis às variações da resistência do terreno e sua coesão, mas que a energia de corte utilizada na parametrização definida pela coluna C1 e confirmada pela execução da coluna C2, se demonstrou adequada na concretização dos objectivos de projecto – *jet* Ø500 mm.

A validação dos parâmetros de resistência do material no ensaio de compressão uniaxial também foi conseguida, uma vez que os valores esperados para o *jet* na fase de projecto eram de 2 MPa e verificou-se na coluna C2 um aumento significativo, tendo o valor médio sido de 4,9 MPa. Os valores, máximo e mínimo, de rotura em compressão não confinada obtidos em nove provetes foram de, respectivamente, 9,4 MPa e 2,6 MPa.

Em relação ao módulo de deformabilidade registou-se uma diminuição do valor médio verificado nos ensaios relativamente ao admitido em projecto (3 GPa). O módulo de deformabilidade médio obtido foi de 2,0 GPa, o que deverá estar relacionado, por um lado, com o cálculo de módulos de deformabilidade para

níveis de tensão próximos da rotura e, por outro, por se ter ensaiado solos argilosos e não siltosos ou silto-argilosos, como admitia o projecto.





## CAPÍTULO 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A evolução da técnica de melhoramento de terrenos, *jet grouting*, tem sido significativa nos últimos anos, principalmente, em Portugal. Para isso têm contribuído a execução de um maior número de obras geotécnicas, como por exemplo, o desenvolvimento da rede de Metropolitano de Lisboa ou a EXPO 98, entre outras, em terrenos com fracas propriedades geotécnicas.

Nesta dissertação exemplificam-se diferentes aplicações do método, nomeadamente em fundações de edifícios, de pontes, de viadutos, em contenção de túneis, na estabilização de taludes e, ainda, na diminuição da permeabilidade de solos. Abordam-se ainda os diversos sistemas de *jet*, discutem-se igualmente a sua aplicabilidade, os respectivos parâmetros executivos e factores que os condicionam.

O *jet grouting* está dependente de vários factores para que, na sua execução, se obtenham bons resultados, entre eles incluem-se as características do solo onde se vai realizar o melhoramento de terrenos e os parâmetros de execução do *jet*. Todos estes têm influência nos resultados finais e é necessário reunir um conjunto de informações geotécnicas para se seleccionar o sistema de *jet* indicado e determinar os parâmetros ideais. É com esse objectivo que se executam colunas teste em obra, para validar o dimensionamento realizado em projecto. Neste âmbito, foi prestada particular atenção ao controlo de qualidade na fase executiva.

Neste estudo foi possível acompanhar um caso de obra: a execução de colunas de *jet grouting* pela empresa Sondagens Rodio Lda., em terrenos miocénicos, no Metropolitano de Lisboa, na construção de um trecho em túnel do prolongamento da Linha Vermelha, entre a estação do Oriente e o Aeroporto da Portela. Neste contexto, efectuou-se o controlo de qualidade rigoroso dos processos executivos do *jet* e, ainda, a realização de uma coluna teste, designada de C2, no eixo de um túnel em escavação, de modo a permitir, durante a execução do mesmo, analisar visualmente a geometria da

coluna e proceder à recolha de provetes para submeter a ensaios de compressão uniaxial em laboratório, para determinar as tensões de rotura do solo-cimento, bem como a respectiva deformabilidade (Quadro 5.1).

Durante a execução das colunas de *jet* foi utilizado um plano de instrumentação para monitorização do local envolvente à obra. Para tal, foram utilizados dois alvos topográficos (P4 A1 e P4 A2), uma régua (P4 R1) e três marcas de nivelamento (P4 M1, P4 M2 e P4 M3), sendo que todas as leituras efectuadas mostraram que o melhoramento de terrenos não provocou deslocamentos significativos no terreno ou estruturas nele implantadas.

As principais características de execução da coluna teste C2 foram as seguintes:

- Diâmetro de injectores: 2,0 e 3,0 mm;
- Pressão de injeção: 40 MPa;
- Calda (C/A): 0,8/1;
- Densidade da calda: 1,43;
- Tempo: 6 s;
- Passo: 4 cm;
- Cota de profundidade da coluna: 21 m;
- Comprimento da coluna: 5 m;
- Diâmetro da coluna: 500 mm;
- Terrenos interessados: Calcário de Marvila ( $M_{Vlc}$ ) – argilas e siltes argilosos com intercalações decimétricas mais carbonatadas, fossilíferas.

O diâmetro obtido na coluna teste, cujo valor máximo medido directamente foi da ordem de 460 mm, corresponde aos valores teóricos admitidos para as condições do terreno interessado e o sistema de *jet* utilizado. Segundo Kaidussis & Gomez de Tejada (2000), os diâmetros de colunas executadas naquele tipo de litologias (siltes e argilas) variam entre 350 e 550 mm.



Os ensaios de laboratório (Quadro 5.1) de nove provetes cilíndricos com relação de L/D, em média, superior a 1,8, permitiram verificar que o material de *jet grouting* obteve as resistências esperadas para o melhoramento, ultrapassando mesmo alguns valores indicados na bibliografia temática. Segundo Kaidussis & Gomez de Tejada (*op. cit.*), a tensão de rotura em provetes de *jet* em solos siltosos e argilosos oscila entre 5 a 8 MPa e 3 a 6 MPa, respectivamente. No caso em referência obteve-se um valor máximo para a resistência à rotura em compressão não confinada de 9,4 MPa e um valor mínimo de 2,6 MPa, com valor médio de 4,9 MPa. Assim validou-se os parâmetros de execução de projecto, visto que o pretendido era de 2 MPa.

Quadro 5.1 – Síntese dos resultados de ensaios de laboratório executados no CEGSA.

<b>E<sub>médio</sub></b> <b>(GPa)</b>	<b>E<sub>Sf</sub></b> <b>(GPa)</b>	<b>σ<sub>r</sub> médio</b> <b>(MPa)</b>	<b>σ<sub>r</sub> min.</b> <b>(MPa)</b>	<b>σ<sub>r</sub> max.</b> <b>(MPa)</b>
2,0	0,9	4,9	2,6	9,4

No cálculo do módulo de deformabilidade foram considerados dois níveis de tensões diferentes. Um primeiro (E<sub>médio</sub>), correspondendo a um trecho de comportamento elástico, seguido de um segundo (E<sub>Sf</sub>), de comportamento mais plástico, onde ocorreu a rotura do material. Estes módulos de deformabilidade tiveram como objectivo contemplar os diferentes comportamentos do material ao longo dos níveis de tensão aplicados (Briaud, 2001). A comparação da média dos valores obtidos para o módulo de deformabilidade e incluídos no Quadro 4.11, permitem verificar que é de 2 GPa para níveis de deformação mais baixos e de 0,9 GPa para os mais próximos da rotura. Aqui, obteve-se um valor inferior ao de projecto (3 GPa), que correspondia a estimativa para materiais silto argilosos e, daí, a eventual discrepância nos valores obtidos.

O aprofundamento desta temática em trabalhos futuros, poderá envolver os seguintes conteúdos:

- Desenvolvimento do software de controlo de furação e injeção, *Jean Lutz*;

- Controlo pormenorizado dos custos envolventes à técnica de *jet grouting*, como por exemplo, equipamentos, matéria-prima e mão-de-obra;
- Execução de ensaios de caracterização mecânica em laboratório com provetes de misturas solo-cimento diferentes, ou seja, utilização de diferentes tipos de cimento na composição da calda e, também, em diversos tipos de solo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABRAMSON, L. W., DRUMHELLER, J. C., HUSSIN, J. D. & SHARP, K. D. (1997). “*Jet grouting*”. In Ground Improvement/Ground Reinforcement/Ground Treatment, edited by Vernon R. Schaefer, pp. 113-125.

AEROMETRO ACE (2008). “*Relatório final. Ensaios de jet grouting – Ø 500 mm. Poço de Ataque 96*”. Tecnasol, Rodio e Opway.

ALMEIDA, F.M. (1986). Carta Geológica do Concelho de Lisboa, na escala 1:10000. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

ANTUNES, P., CABAÇO, J., CANDEIAS, M. & LOPES, P. (2006). “*Importância da flexibilidade de soluções em fundações especiais - parque de estacionamento em Viana do Castelo*”. In X Congresso Nacional de Geotecnia. Lisboa.

ASTM D2938-95 (2002). Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens. ASTM INTERNATIONAL, West Conshohocken, vol.04.08, pp. 3.

ASTM D3148 – 96 (2002). Standard Test Method for Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens in Uniaxial Compression. ASTM INTERNATIONAL, West Conshohocken, vol.04.08, pp. 6.

BARATA, J., FALCÃO, J., PINTO, F., MACHADO DO VALE, J. & CEBOLA, D. (2004). “*Enfilagens em jet grouting*”. In IX Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro. pp. 205-206.

BASAF, 2006. “*MEYCO Fix GE15*”. BASF Construction Chemicals Portugal, S.A; Folheto informativo, Julho.

BILFINGER BERGER FOUNDATIONS. “*Jet grouting*”. Consultado dia 24 de Março de 2008 em:

[http://www.spezialtiefbau.bilfingerberger.de/C1257130005050D5/vwContentByKey/N276DL83645GPEREN/\\$FILE/Jet%20Grouting.pdf](http://www.spezialtiefbau.bilfingerberger.de/C1257130005050D5/vwContentByKey/N276DL83645GPEREN/$FILE/Jet%20Grouting.pdf)

BOTTO, R. (2001). “*Instrumentação geotécnica de obras subterrâneas. O jet grouting na execução de obras subterrâneas em maciços terrosos*”. Relatório de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

BRIAUD, J.L. (2001). “*Introduction to Soil Moduli*”, Geotechnical News, June 2001, BiTech Publishers Ltd, Richmond, B.C., Canada.

CANDEIAS, M. A. S., BRITO, J. A. M., MATOS FERNANDES, M. & LOPES, P. G. ( 2007). “*Jet-grouting solution to link a tunnel to a cut-and-cover excavation*”. In Ground Improvement. Telford, Thomas. Volume 11. Numero 1, pp. 3-10.

CARRETO, J. M. R. (1999). “*Jet Grouting. A Problemática do dimensionamento e do Controlo de Qualidade*”. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, FCT-UNL, Lisboa.

CARRETO, J. (2000). “*Jet Grouting. Uma técnica em desenvolvimento*”. In VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. pp. 1043-1054.

CIMPOR (2003). “*Como devo utilizar a gama Cimpor*”. Construlink.com, guião técnico, 2005.

CROCE, P. & FLORA, A. (2000). “*Analysis of single-fluid jet grouting*”. In Ground and Soil Improvement edited by C. A. Raison. Géotechnique 50. No. 6, pp. 739-748.

CROCE, P. & FLORA, A (2001). “*Analysis of single-fluid jet grouting*”. Géotechnique 51. No. 10, pp. 905-906.

CROCE, P. & MODONI, G. (2007). *“Design of jet-grouting cut-offs”*. In Ground Improvement. Telford, Thomas. Volume 11. Numero 1, pp. 11-19.

CUSTÓDIO, E. (2008). *“Ponte sobre o Rio Mondego, Tratamento de fundação do pilar 3”*. Sondagens Rodio Lda., informação oral.

DINIS DA DAMA, C. & REIS E SOUSA, M. (2008). *“Caracterização geomecânica de amostras de jet grouting e da influência do material base (solo) nas suas propriedades”*. In XI Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra.

EN 12716 (2001). Execution of special geotechnical works. Jet grouting. European Committee for Standardization, Brussel, April 2001, pp. 31.

EN 445 (2007), Grout for prestressing tendons – test methods. European Committee for Standardization, Brussel, june 2007, pp. 16.

ESSLER, R. & YOSHIDA, H. (2004). *“Jet grouting”*. In Ground Improvement edited by M. P. MOSELEY & K. KIRSCH (2and Edition), Spon Press, pp. 160-196. London.

FALCÃO, J., PACHECO, J. & CEBOLA, D. (2004). *“ Tratamento de terreno, com recurso a injeções de permeação, fracturação e compensação, antecedendo a passagem da tuneladora – Metro do Porto – Portugal”*. In IX Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro.

FALCÃO, J., PINTO, A. & PINTO, F. (2000). *“Casos práticos de soluções de jet grouting vertical”*. In VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto. Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Vol. II pp. 1055-1065.

FANG, Y. S., KAO, C. C., CHOU, J., CHAIN, K. F., WANG, D. R. & LIN, C. T. (2006). *“ Jet grouting with the superjet-midi method”*. In Ground Improvement. Volume 10. Numero 2, pp. 69-76.

FRANCISCO, R. F. F. (2007). *“Caracterização técnico – económica dos diferentes tipos de fundações profundas”*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UTL-IST, Lisboa.

GIL, S., CRISTELO, N., LEOCÁDIO, P. & PINTO, A. T. (2008). *“Execução e avaliação de colunas de jet-grouting com recurso à técnica de activação alcalina”*. 5º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia. Maputo.

GIMÉNEZ, J. C. (2004). *“Análisis de los factores que intervienen en la técnica del jet grouting”*. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS – 4ª Sessão – Mejora del Terreno Mediante Inyecciones y Jet-Grouting. AETESS, 2004, Vol.4.

GIUSEPPE & COMO, G. (2008). *“Jet grouting: cenni teorici, campi d’applicazione e impiego quale opera di sostegno”*. Intervento al corso di perfezionamento SUPSI di Lugano del 23.03.2005 relativo alle “Opere di sostegno per scavi”. LOMBARDI SA, INGEGNERI CONSULENTI.

G&P GEOTECHNICS SDN BHD (2008). *“Specification for jet grouting”*. 24 September 2007. Consultado dia 24 de Março de 2008 em: <http://www.gnpgeo.com.my/download/spec/UnderDev/DSP%20023.pdf>

GOOGLE, 2008. Consultado a 24 de Novembro de 2008 em: [www.google.com](http://www.google.com)

HACHICH, W. & FALCONI, F. F. (1996). *“Fundações. Teoria e Prática”*. São Paulo, PINI. Pp. 641-656.

HAYWARD BAKER IN. (2004). *“Jet Grouting”*. HAYWARD BAKER, A Keller Company. Keller. Consultado dia 15 de Outubro de 2008 em: [http://www.haywardbaker.com/services/jet\\_grouting.htm](http://www.haywardbaker.com/services/jet_grouting.htm)

HAYWARD BAKER (2004). *“DAM REHABILITATION. Jet Grouting for Seismic Remediation of Wickiup Dam, Oregon”*. HAYWARD BAKER Geotechnical Construction. Keller. Consultado dia 27 de Fevereiro de 2008 em: <http://www.haywardbaker.com/docs/Poster%20-Wickiup.pdf>

HENN, R. W. (1996). “*Jet grouting*”. In *Practical Guide to Grouting of Underground Structures*. New York, USA. ASCE, Thomas Telford. pp. 6-10.

JEAN LUTZ (2008). “*Instruments et systemes ingenie civil*”. Jean Lutz S.A, Guide technique, <http://www.jeanlutzsa.fr/docgenfren.pdf>, consultado dia 15 de Dezembro de 2008.

JET GROUTING (2005). Consultado a 10 de Março de 2008 em:  
<http://www.jet-grouting.com/jet-grouting-technology/default.asp>

KAIDUSSIS, R. & GOMEZ DE TEJADA, F. (2000). “*O Jet Grouting como ferramenta versátil para o tratamento e melhoramento de solos*”. In VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

KUTZNER, C. (1996). “*Jet grouting*”. In *Grouting of Rock and Soil*. pp. 221-239.

LAYNE GEOCONSTRUCTION (2008). “*Technical Summary: Jet grouting*”. Consultado dia 27 de Fevereiro de 2008 em:  
<http://www.egezemin.com/teknik/documents/JetGroutingTechSummary.pdf>

LIVEMAPS (2008). Consultado dia 24 de Novembro de 2008 em:  
[www.livemaps.com](http://www.livemaps.com)

MATOS, P. (2003). “*Instrumentação geotécnica e estrutural. Aplicação de Jet Grouting na execução de túneis*”. Relatório de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

MELÂNEO, F. (2000). “*Prolongamento da linha amarela do ML Campo Grande-Odivelas. Interferências à superfície. Avaliação de riscos e danos. Soluções propostas*”. VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto.

METROPOLITANO DE LISBOA - M.L., (s.d.). *“Estudo Geotécnico - peças escritas e desenhadas”*. (Documento não publicado).

METROPOLITANO DE LISBOA - M.L. (2008). *“Obras em curso”*. Consultado a 18 de Novembro de 2008 em: [www.metrolisboa.pt/](http://www.metrolisboa.pt/)

METROPOLITANO DE LISBOA - M.L., (s.d.): Anexo nº 2 às especificações técnicas. Elementos de reconhecimento geológico e geotécnico para a empreitada de execução dos toscos entre a Estação Oriente e a Estação Aeroporto, da Linha Vermelha do Metropolitano de Lisboa, E.P., Lote 1 (96º troço, Estação Moscavide e 97º troço). Empreitada ML 644/04, Relatório não publicado, Lisboa, AXGEO644-LOTE 1.

ML/Ferconsult S.A. (2008). *“Relatório de divulgação dos dados de instrumentação”*. (Documento não publicado).

ML/Ferconsult S.A. (2008). *“Troço Oriente – Moscavide. Interferência 7A”*. (Documento não publicado).

MODONI, G., CROCE, P. & MONGIOVÌ, L. (2006). *“Theoretical modelling of jet grouting”*. In Ground and Soil Improvement edited by C. A. Raison. Géotechnique 56. No. 5, pp. 335-347.

NOVATECNA (2008 a). *“Jet grouting”*. Consultado dia 24 de Março de 2008 em: <http://www.novatecna.com.br>

NOVATECNA (2008 b). *“Historial”*. Consultado a 26 de Março de 2008 em: <http://www.novatecna.com.br>

PAIS, J., MONIZ, C., CLAVIJO, E., DIAS, R. P., MANUPPELLA, G., MACHADO, S. (2005). Folha 34-D Lisboa da Carta Geológica de Portugal, na escala de 1/50 000. Departamento de Geologia, INETI – Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação, Lisboa.



PAIS, J., MONIZ, C., CABRAL, J., CARDOSO, J. L., LEGOINHA, P., MACHADO, S., MORAIS, M. A., LOURENÇO, C., RIBEIRO, M. L., HENRIQUES, P. & FALÉ, P. (2006) – Notícia explicativa da folha 34 – D, Lisboa. Carta Geológica de Portugal na escala 1/50000. Departamento de Geologia, INETI – Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação. Lisboa.

PEREIRA, G., BIBI, R., KAIDUSSIS, R. N., MARTINS, A., PINTO, A. & SANTOS, J. (2008). *“Ensaio de carga de tracção de uma coluna de jet-grouting reforçada com microestaca – Viaduto sobre Av. Padre Cruz em Lisboa”*. In XI Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra.

PINTO, A. & TOMÁSIO, R. (2008). *“Soluções de tratamento de fundações de viadutos recorrendo a colunas de jet grouting”*. In XI Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra.

PINTO, A., PEREIRA, A., CARDOSO, D. & SÁ, J. (2008). *“Sana Torre Vasco da Gama Royal Hotel: soluções geotécnicas”*. In XI Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra.

POLYU.EDU (2008). Consultado a 9 de Setembro de 2008 em: <http://www.poly.edu/>

SOILCRETE TECHNOLOGY (2008). Consultado dia 27 de Março de 2008 em: [http://images.google.pt/imgres?imgurl=http://www.soilcrete.co.th/images/mk1200d\\_01.jpg&imgrefurl=http://www.soilcrete.co.th/equipment.html&h=419&w=313&sz=20&hl=pt-PT&start=88&um=1&tbnid=p4GP4yJkMog5jIM:&tbnh=125&tbnw=93&prev=/images%3Fq%3Djet%2Bgrouting%26start%3D72%26ndsp%3D18%26um%3D1%26hl%3Dpt-PT%26sa%3DN](http://images.google.pt/imgres?imgurl=http://www.soilcrete.co.th/images/mk1200d_01.jpg&imgrefurl=http://www.soilcrete.co.th/equipment.html&h=419&w=313&sz=20&hl=pt-PT&start=88&um=1&tbnid=p4GP4yJkMog5jIM:&tbnh=125&tbnw=93&prev=/images%3Fq%3Djet%2Bgrouting%26start%3D72%26ndsp%3D18%26um%3D1%26hl%3Dpt-PT%26sa%3DN)

SOUSA, N. (2002). *“Estudos geológicos e geotécnicos para o projecto de túneis – Caso particular do túnel de interligação Odelouca-Funcho”*. Relatório

de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

STELLA, C., CEPPI, G. & D'APPOLONIA, E. (1990). *"Temporary tunnel support using jet-grouting cylinders"*. In Journal of Construction Engineering and Management, Vol. 116, Numero 1, March, 1990. ASCE

SUBTIL, A. (s.d.). *"Jet Grouting e geogrelhas nas fundações do Alverca Park. Ensaios de carga em colunas de Jet Grouting"*. Relatório de estágio. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

VALENTE, T., GOMES CORREIA, A., MACHADO DO VALE, J., BARATA, J., CEBOLA, D. & COELHO, S. (2008). *"Estudo laboratorial de misturas de solo-cimento para aplicação em jet grouting"*. In XI Congresso Nacional de Geotecnia. Coimbra.

WARNER, J. (2004). *"Mixing/jet grouting"*. In Practical Handbook of Grouting: Soil, Rock, and Structures. Edição de John Wiley and Sons, pp. 33-36

WIKIPÉDIA (2008). "Metro de Lisboa". Consultado a 10 de Outubro de 2008 em: <http://www.metrolisboa.pt/Default.aspx?tabid=834>

XANTHAKOS, P. P., ABRAMSON, L. W. & BRUCE, D. A. (1994). *"Jet grouting"*. In Ground Control and Improvement, ASCE, pp. 580-679. EUA.

## **ANEXOS**